

# **ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE ELEVADA CLASSE DE IMPORTÂNCIA**

**CDOS de Portalegre**

**RICARDO MIGUEL ARAÚJO GONÇALVES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda  
Guedes

---

Coorientador: Professor Doutor Alexandre Aníbal Meira Guimarães da  
Costa

Coorientador: Doutor Bruno Luís Quelhas da Silva

JUNHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais, ao meu irmão, aos meus avós, em especial, ao meu falecido avô  
António da Cunha Gonçalves

*“Persistence is the shortest path to success”*

*Charles Chaplin*



## **AGRADECIMENTOS**

Com o culminar de uma fase importante da minha vida tenho que agradecer a quem me acompanhou nesta longa caminhada.

Em primeiro lugar, tenho de agradecer à minha tão querida Família. Ao meu pai e à minha mãe, sem os quais teria sido impossível percorrer esta caminhada. Ao meu irmão que me ensinou a lutar por aquilo que sonhamos. Ao meu falecido avó, António Gonçalves, que sempre me incentivou a estudar e me mostrou o significado da palavra Homem. Agradeço também à minha restante família e à minha querida cunhada Joana.

Ao meu orientador tenho de agradecer pela paciência que teve ao longo destes meses, pelas palavras encorajadoras, por me ensinar a pensar, pelos nossos debates produtivos, por termos ido muito mais além do “é assim que se faz”. E claro não posso deixar de referir as nossas longas jornadas a Portalegre. Obrigado Professor!

Aos meus coorientadores tenho também de agradecer pelo encorajamento dado ao longo deste trabalho, pelo tempo disponibilizado nas minhas idas ao NCREP, pela ajuda computacional no programa de cálculo utilizado e também pela paciência que tiveram comigo. Obrigado.

Um enorme Obrigado ao Sr. Nuno Pinto do LESE que apesar de ser uma pessoa bastante atarefada sempre me ajudou. Desde o software que desenvolveu até ao tempo que disponibilizou para nos acompanhar na viagem a Portalegre. Tenho também de agradecer ao engenheiro André Furtado do LESE pela bibliografia fornecida e pelo tempo disponibilizado para me esclarecer algumas questões.

Agradeço também à ANPC por ter disponibilizado o edifício para análise. Em particular, queria agradecer ao arquiteto Henrique Vaz Pato, à engenheira Patrícia Pires e ao engenheiro Francelino Silva por todo o tempo e recursos disponibilizados. Agradeço também ao CDOS de Portalegre por nos ter recebido nas visitas realizadas, em particular ao engenheiro Filipe Mariquito.

Aos meus amigos de longa data que sempre me acompanharam nesta jornada Linhos, Sofia, Rafa, Pico, Jony, Pedro, Cris, Miras e Lucas. Sem vocês nada disto teria sido possível. Um especial Obrigado ao Carlos e ao Jony por terem estado sempre disponíveis para me aturar com a tese, pelas leituras que deram ao documento e pelas formatações.

Aos meus amigos da faculdade o meu muito Obrigado por tudo o que partilhamos e vivemos. Também esta caminhada não teria sido possível sem vocês. Passamos momentos únicos, as nossas férias, as nossas viagens, as nossas saídas, o convívio e o resto vocês sabem. Quero só deixar a minha palavra de apreço a todos vós e penso que não preciso de referir nomes, pois vocês sabem quem são.

Como não podia deixar de ser tenho de referir o meu grande amigo Pedro Sá. Sabes que não sou uma pessoa nada lamechas, portanto meu caro amigo tu sabes que tens aqui um amigo para a vida. Só me resta dizer que sem ti esta caminhada tinha sido tão mais difícil e o resto tu sabes. Obrigado por tudo.

Um grande Abraço e um grande Obrigado a todos.

Miguel Gonçalves.



## RESUMO

A engenharia sísmica enfrenta uma era de grandes desafios, com objetivos cada vez mais exigentes dadas as expectativas cada vez mais altas da sociedade moderna. O desafio principal é através de custos reduzidos providenciar estruturas com alto desempenho sísmico capazes de controlar de forma eficaz as perdas socio – económicas.

As análises de vulnerabilidade sísmica surgem da crescente necessidade de se analisarem estruturas existentes relativamente a esta ação para que, quando necessário se dimensionem ou adotem medidas de reforço. O facto de no passado se considerar um cálculo simplificado ou inexistente das estruturas relativamente à ação sísmica, realça a importância do desenvolvimento de trabalhos como o que aqui se pretendeu realizar.

Os objetivos principais deste trabalho foram a realização de uma análise crítica sobre as metodologias e os parâmetros utilizados nas análises de vulnerabilidade sísmica e a identificação das principais vulnerabilidades à ação sísmica do caso de estudo classificado com uma elevada classe de importância segundo o regulamento utilizado, Eurocódigo 8. O caso de estudo é um edifício de betão armado construído em 2007 pertencente à Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC).

Para atingir os objetivos traçados realizou-se inicialmente um estudo sobre o regulamento utilizado, Eurocódigo 8, direcionado para o estudo de edifícios existentes, assim como uma análise do comportamento e modelação das paredes de alvenaria de enchimento. Realizaram-se também algumas análises de sensibilidade que serão importantes para o desenvolvimento de trabalhos futuros, tais como: (i) a constatação do funcionamento idêntico das lajes aligeiradas por vigotas pré-esforçadas com as lajes rígidas, (ii) a calibração de um ensaio no plano de um sistema pórtico - parede dupla, (iii) a observação das diferenças na obtenção do cálculo da resistência da diagonal comprimida, (iv) uma análise sobre a influência do conceito de comprimento de rótula plástica e (v) uma reflexão sobre a calibração dos modelos numéricos através das frequências naturais.

No caso de estudo foram analisados dois cenários: num deles considerou-se a existência de painéis de alvenaria de enchimento e no outro considerou-se a sua inexistência. Desta forma, estuda-se a influência dos painéis de alvenaria na resposta dos edifícios à ação sísmica. A ferramenta numérica utilizada neste trabalho para a simulação do comportamento do edifício foi o programa *SeismoStruct*. Realizam-se análises modais “*eigenvalues*” e análises estáticas não lineares (“*Pushover*”) para avaliar o comportamento do edifício. Para a validação dos resultados obtidos nas análises “*Pushover*”, realizaram-se também análises dinâmicas não lineares, através de acelerogramas artificiais criados a partir do Eurocódigo 8. Os resultados obtidos foram apresentados para os dois modelos considerados, para que seja possível visualizar as diferenças entre ambos.

Por fim, foram retiradas as devidas conclusões relativamente ao estudo realizado e aos resultados obtidos na análise de vulnerabilidade sísmica do caso de estudo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Vulnerabilidade sísmica, *Pushover*, Paredes de alvenaria de enchimento, Eurocódigo 8, *SeismoStruct*.





## **ABSTRACT**

Seismic engineering faces an era of great challenges with increasingly demanding objectives given the expectations ever higher of modern society. The main challenge is through reduced costs to provide structures with high seismic performance able to control effectively the socio - economic losses.

The analysis of seismic vulnerability arise from the growing need to analyse existing structures for this action, so that when required proceed with design or adopting strengthening measures. The fact that in the past was considered a simplified or non -existent calculation relatively to seismic action, lead to the importance of developing works such as what to perform.

The main objectives of this work were to carry out a critical analysis of the methodologies and parameters used in the analysis of seismic vulnerability and to identify the main vulnerabilities to seismic action of the case study, which is classified in a high importance class according to the regulation used, Eurocode 8. The case study is a reinforced concrete building constructed in 2007 belonging to the National Civil Protection Authority (ANPC).

To achieve the objectives initially drawn a study was performed on the regulation used, Eurocode 8, directed to the study of existing buildings, as well as an analysis of the behaviour and modelling of the masonry walls. Some sensitivity analysis were performed so that will be important for the development of future works, such as: (i) the finding of the identical behaviour between lightened slabs with rigid slabs, (ii) the calibration of a test on a frame-double wall system, (iii) the observation of differences in obtaining the calculation of resistance of diagonally compressed, (iv) the analysis on the influence of the concept of plastic hinge length and (v) a reflection on the calibration of numerical models through the natural frequencies.

In the case study were analysed two scenarios: one of them considered the existence of masonry walls, and another considering the absence of masonry walls. In this way, it is studied the influence of the masonry panels on response of buildings for seismic action. The numerical tool used in this work for the simulation of the behaviour of building was the SeismoStruct program. “Eigenvalue” analysis and static non-linear analysis ("Pushover") were performed to assess the behaviour of the building. For the validation of the results obtained in the "Pushover" analysis were performed non-linear dynamic analysis, through artificial accelerograms created from the Eurocode 8. The Results were presented for the two models considered, in order to show the differences between them.

Finally, conclusions were drawn regarding the study performed and the results obtained in the analysis of seismic vulnerability of the case study.

**KEYWORDS:** Seismic vulnerability, Pushover, Infill masonry walls, Eurocode 8, SeismoStruct.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	2
1.3. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2

<b>2. RECOLHA BIBLIOGRÁFICA</b> .....	3
2.1. EUROCÓDIGO 8 – PROJETO DE ESTRUTURAS PARA RESISTÊNCIA AOS SISMOS .....	3
2.2. PARTE 1: REGRAS GERAIS, AÇÕES SÍSMICAS E REGRAS PARA EDIFÍCIOS .....	3
2.2.1. REQUISITOS/EXIGÊNCIAS FUNDAMENTAIS .....	3
2.2.1.1. Exigência de não ocorrência de colapso .....	3
2.2.1.2. Exigência de limitação de danos .....	4
2.2.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....	4
2.2.2.1. Estado limite último .....	4
2.2.2.2. Estado de limitação de danos .....	6
2.2.3. AÇÃO SÍSMICA .....	6
2.2.3.1. Tipos de terreno .....	6
2.2.3.2. Zonamento sísmico .....	7
2.2.4. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES .....	7
2.2.5. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS VS SECUNDÁRIOS .....	8
2.2.6. REGULARIDADE ESTRUTURAL .....	8
2.2.7. PROJETO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO .....	9
2.2.7.1. Classes de ductilidade e procedimentos .....	9
2.3. PARTE 3: AVALIAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS .....	9
2.3.1. INFORMAÇÃO NECESSÁRIA PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL .....	9
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS INSPEÇÕES E TESTES REALIZADOS .....	10
2.3.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO .....	10
2.3.4. AVALIAÇÃO SÍSMICA .....	10

2.3.4.1. Estados limites de segurança .....	10
2.3.4.2. Elementos dúcteis vs elementos frágeis .....	11
2.3.4.3. Verificações de segurança .....	12
<b>2.4. MÉTODOS DE ANÁLISES LINEARES E NÃO LINEARES .....</b>	<b>14</b>
2.4.1. MÉTODO ESTÁTICO LINEAR POR FORÇAS LATERAIS .....	16
2.4.2. MÉTODO DA ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA.....	16
2.4.3. MÉTODO ESTÁTICO NÃO LINEAR OU “ <i>PUSHOVER</i> ” .....	16
2.4.3.1. Procedimento da análise estática não linear (“ <i>pushover</i> ”) na perspetiva do EC8 .....	19
2.4.4. MÉTODO DINÂMICO TEMPORAL NÃO LINEAR .....	25
<b>2.5. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA NOS PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO .....</b>	<b>26</b>
2.5.1. MECANISMO “ <i>SOFT STOREY</i> ” E MECANISMO “ <i>SHORT COLUMN</i> ” .....	26
2.5.2. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA.....	27
2.5.3. INFLUÊNCIA DAS ABERTURAS NAS PAREDES DE ENCHIMENTO .....	28
2.5.4. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA PERSPETIVA DO “ <i>SEISMOSTRUCT</i> ” .....	29
2.5.4.1. Parâmetros do modelo .....	31
 <b>3. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE .....</b>	 <b>35</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	35
<b>3.2. LAJE ALIGEIRADA COM VIGOTAS PRÉ-ESFORÇADAS REPRESENTADA COMO DIAFRAGMA RÍGIDO .....</b>	<b>35</b>
3.2.1. ABORDAGEM.....	35
3.2.2. MODELOS UTILIZADOS .....	35
3.2.2.1. Pilares e vigas .....	36
3.2.2.2. Laje rígida e laje aligeirada com vigotas pré-esforçadas .....	36
3.2.3. ANÁLISES <i>PUSHOVER</i> E RESULTADOS .....	37
3.2.4. CONCLUSÕES .....	37
<b>3.3. COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS .....</b>	<b>37</b>
3.3.1. ABORDAGEM.....	37
3.3.2. ANÁLISES <i>PUSHOVER</i> E RESULTADOS .....	38
3.3.3. CONCLUSÕES .....	38
<b>3.4. LARGURA DA ESCORA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO .....</b>	<b>38</b>
3.4.1. ABORDAGEM.....	38
3.4.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL NO PLANO .....	39

3.4.3. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO PÓRTICO ENSAIADO .....	39
3.4.4. MODELAÇÃO DO PÓRTICO E ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES COM CARGA CÍCLICA REALIZADAS NO PROGRAMA “SEISMOSTRUCT” .....	40
3.4.5. CONCLUSÕES .....	42
<b>3.5. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA .....</b>	<b>42</b>
3.5.1. ABORDAGEM .....	42
3.5.2. MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS .....	43
3.5.3. ANÁLISES <i>PUSHOVER</i> E RESULTADOS .....	44
3.5.4. CONCLUSÕES .....	44
<b>3.6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO POR OBTENÇÃO DAS FREQUÊNCIAS REAIS DOS EDIFÍCIOS .....</b>	<b>45</b>
3.6.1. ABORDAGEM .....	45
3.6.2. MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS .....	45
3.6.2.1. Modelo numérico 1 .....	45
3.6.2.2. Modelo numérico 2 .....	46
3.6.3. FREQUÊNCIAS NATURAIS DOS DOIS MODELOS NUMÉRICOS CONSIDERADOS .....	46
3.6.4. CONCLUSÕES .....	47
 <b>4. CASO DE ESTUDO .....</b>	 <b>49</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	49
4.2. DESCRIÇÃO ARQUITETÓNICA .....	49
4.3. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL .....	50
4.4. VISITAS AO LOCAL .....	52
4.4.1. PISO -1 (CAVE) .....	53
4.4.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DO EDIFÍCIO .....	54
4.4.2.1. Localização e caracterização das campanhas executadas na segunda visita ao local .....	55
4.5. PROGRAMA DE CÁLCULO “SEISMOSTRUCT” .....	57
4.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA .....	57
4.6.1. MODELAÇÃO DOS PILARES E VIGAS .....	57
4.6.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO DO BETÃO E DO AÇO .....	58
4.6.3. CARACTERÍSTICAS DOS PILARES E VIGAS .....	58
4.6.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS .....	60
4.6.5. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES .....	60
4.6.6. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO .....	60

4.6.6.1. Materiais utilizados na construção das paredes .....	60
4.6.6.2. Parâmetros empíricos, mecânicos e geométricos utilizados no modelo numérico da alvenaria .....	61
4.6.7. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	61
4.6.8. MODELO NUMÉRICO SEM PAREDES E MODELO NUMÉRICO COM PAREDES.....	63
<b>4.7. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM BASE NA GAMA DE FREQUÊNCIAS OBTIDAS “IN-SITU” .....</b>	<b>64</b>
<b>4.8. APLICAÇÃO DE FORÇAS AO NÍVEL DAS LAJES DE TETO DAS TORRES NAS ANÁLISES PUSHOVER .....</b>	<b>64</b>
4.8.1. ABORDAGEM.....	64
4.8.2. CONSTATAÇÃO DA IMPOSSIBILIDADE DA FINALIZAÇÃO DAS ANÁLISES PUSHOVER .....	64
4.8.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA SIMPLIFICADA COM AS DUAS TORRES .....	66
4.8.4. ESTRATÉGIA PARA PROSSEGUIR COM AS ANÁLISES TENDO EM CONTA O EFEITO DAS TORRES .....	67
<b>4.9. ENCASTRAMENTO DA ESTRUTURA AO NÍVEL DO PISO 0 .....</b>	<b>68</b>
4.9.1. MODELO NUMÉRICO .....	68
4.9.2. ANÁLISES PUSHOVER E RESULTADOS .....	69
4.9.3. CONCLUSÕES .....	70
<b>4.10. ANÁLISES REALIZADAS .....</b>	<b>71</b>
4.10.1. ANÁLISES DE MODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO (“EIGENVALUE”) .....	71
4.10.2. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES PUSHOVER .....	71
4.10.3. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES .....	71
4.10.3.1. Definição das curvas de carregamento aceleração - tempo.....	71
4.10.3.2. Amortecimento.....	72
<b>5. ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA .....</b>	<b>73</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>73</b>
<b>5.2. ANÁLISES DE MODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO (“EIGENVALUE”) .....</b>	<b>74</b>
5.2.1. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO.....	74
<b>5.3. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES (PUSHOVER) .....</b>	<b>76</b>
5.3.1. CURVAS DE CAPACIDADE DOS MODELOS COM E SEM PAREDES PARA AS DUAS DIREÇÕES .....	76
5.3.2. DESLOCAMENTO - ALVO.....	77
5.3.2.1. Deslocamento – alvo para o modelo sem paredes .....	78
5.3.2.2. Deslocamento – alvo para o modelo com paredes .....	79
5.3.2.3. Validação dos deslocamentos – alvos obtidos para os modelos com e sem paredes .....	81

5.3.3. DEBILIDADES RESULTANTES DAS ANÁLISES <i>PUSHOVER</i> FACE AOS CRITÉRIOS DE DESEMPENHO .....	82
5.3.3.1. Resultados das análises <i>pushover</i> com as hipóteses “Manter Resistência” e “Sem Resistência Residual” .....	83
5.3.3.2. Resultados das análises <i>pushover</i> com as hipóteses “Manter Resistência” e “Com Resistência Residual” .....	85
5.3.3.3. Identificação dos elementos débeis perante o deslocamento – alvo nas análises <i>pushover</i> .....	88
5.3.3.4. Resumo das principais vulnerabilidades encontradas nas análises <i>pushover</i> .....	90
<b>5.4. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES</b> .....	90
5.4.1. COMPARAÇÃO DAS CURVAS HISTERÉTICAS DO MODELO COM PAREDES ENTRE AS DUAS ANÁLISES .....	91
5.4.2. COMPARAÇÃO DAS CURVAS HISTERÉTICAS DO MODELO SEM PAREDES ENTRE AS DUAS ANÁLISES .....	92
5.4.3. VULNERABILIDADES ENCONTRADAS NAS ADNL .....	93
5.4.3.1. Modelo com paredes .....	93
5.4.3.2. Modelo sem paredes .....	94
5.4.3.3. <i>Drifts</i> máximos dos modelos com e sem paredes nas ADNL .....	95
5.4.4. COMPARAÇÃO DAS VULNERABILIDADES ENCONTRADAS NAS DUAS ANÁLISES .....	96
<b>5.5. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA</b> .....	97
5.5.1. SUGESTÕES DE REFORÇO .....	97
 <b>6. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b> .....	99
6.1. CONCLUSÕES .....	99
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	101
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	103
 <b>ANEXOS</b> .....	1





## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Estruturas com baixa e alta capacidade de dissipação de energia apresentadas à esquerda e à direita, respetivamente [Fonte: (Pampanin, 2012)].	5
Fig. 2 – Forma do espectro de resposta elástica [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)]	6
Fig. 3 – Resposta do edifício relacionada com os três estados limites de segurança [Fonte: (Costa, 2012)].	11
Fig. 4 - Rotação da corda: (a) consola e (b) pórtico [Fonte: (Niroomandi et al., 2015)].	13
Fig. 5 – Comportamento não linear de um oscilador de 1 G.L. [Fonte: (Guerreiro)]	15
Fig. 6 – Deformadas de um edifício com 8 andares; (a) análise dinâmica; (b) distribuição convencional triangular baseada em forças; (c) distribuição convencional triangular baseada em deslocamentos [Fonte: (Antoniou & Pinho, 2004)].	18
Fig. 7 – Curva de capacidade para as diferentes análises [Fonte: (Antoniou & Pinho, 2004)]	18
Fig. 8 – Obtenção do Espectro Acelerações–Deslocamentos [Adaptado de (Bento, 2003)].	19
Fig. 9 – Curva de capacidade [Adaptado de (Bento, 2003)]	20
Fig. 10 – Passagem de um sistema com N graus de liberdade para um sistema equivalente de 1 G.L. [Adaptado de (Bento, 2003)].	21
Fig. 11 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [Adaptado de (Bento, 2003) e (Eurocódigo8-1, 2010)].	22
Fig. 12 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com 1 G.L. para períodos curtos [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].	23
Fig. 13 - Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com 1 G.L. para períodos médios e longos [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)]	24
Fig. 14 – Definição do Coeficiente de sobrerresistência [Fonte: (Costa, 2011)].	25
Fig. 15 – Mecanismo gerado pela interrupção da parede de alvenaria (Paulay & Priestley, 1992) [Fonte: (Varum, 2003)].	27
Fig. 16 - Mecanismo “ <i>soft storey</i> ” à esquerda [Fonte: (Sezen et al., 2003)] e Mecanismo “ <i>short column</i> ” à direita [Fonte: (Faison, Comartin & Ood, 2014)]	27
Fig. 17 - Escora diagonal equivalente [Adaptado de (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014)].	28
Fig. 18- Macro-Modelo global simplificado [Fonte: (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014)]	28
Fig. 19 – Configuração das propriedades geométricas da parede de enchimento (Paulay & Priestley, 1992) [Fonte: (Crowley & Pinho, 2006)].	29
Fig. 20 – (a) Escoras comprimidas/Tracionadas e (b) escora de corte [Adaptado de (Smyrou & Pinho, 2006)].	30
Fig. 21 – (a) Comportamento histerético das escoras de compressão e (b) das escoras de corte (Crisafulli, 1997) [Adaptado de (Smyrou & Pinho, 2006)]	30
Fig. 22 – Tipos de modelos: a) Laje rígida com $5 \times 10 \text{ m}^2$ ; b) Laje rígida com $5 \times 5 \text{ m}^2$ ; c) Laje aligeirada com $5 \times 10 \text{ m}^2$ ; d) Laje aligeirada com $5 \times 5 \text{ m}^2$	36

Fig. 23 – (I) Vigota, (II) Laje de compressão e (III) Secção equivalente. ....	36
Fig. 24 – Curva de capacidade para os modelos a) e c) sob carregamento em X (esquerda) e em Y (direita).....	37
Fig. 25 - Curva de capacidade para os modelos b) e d) sob carregamento em X (esquerda) e em Y (direita).....	37
Fig. 26 – Curvas de capacidade para as várias percentagens de comprimento de rótula plástica.....	38
Fig. 27 – História de Carregamento (esquerda) e resultados do ensaio experimental (direita) [Adaptado de (Furtado et al., 2016)]......	39
Fig. 28 – Dimensões e secções transversais do pórtico ensaiado: (a) dimensões gerais do pórtico, (b) secção transversal dos pilares e (c) secção transversal da viga [Fonte: (Furtado et al., 2016)]. .....	40
Fig. 29 – Modelo numérico utilizado.....	41
Fig. 30 – Sobreposição do resultado real do ensaio com os resultados das distintas hipóteses. ....	42
Fig. 31 – Detalhe dos resultados para a hipótese de Paulay (Paulay & Priestley, 1992)......	42
Fig. 32 – Modelo numérico 1 (esquerda) e modelos numéricos 2 e 3 (direita).....	44
Fig. 33 – Resultado das análises <i>pushover</i> .....	44
Fig. 34 – Localização do edifício (Distrito de Portalegre). ....	49
Fig. 35 – Fotografia do Edifício concluído. ....	50
Fig. 36 - Planta de teto do piso 0.....	51
Fig. 37 - Corte transversal CC' que inclui a torre com menor altura. ....	51
Fig. 38 – Corte longitudinal EE' que inclui a torre mais alta. ....	52
Fig. 39 - Planta intermédia (esquerda) e de teto (direita) da torre mais alta.....	52
Fig. 40 - Planta de teto da torre com menor altura.....	52
Fig. 41 – Obra em diferentes fases de construção .....	53
Fig. 42 – Conjunto de imagens que incluem todo o perímetro do edifício pós-construção. ....	53
Fig. 43 – Diferença de cotas ao nível térreo (esquerda) e tipo de laje e alvenaria (direita) do piso -1. 54	
Fig. 44 – Localização dos elementos com acelerómetros ao nível do teto do piso 0.....	56
Fig. 45 – Localização dos elementos com acelerómetros ao nível térreo do piso 0. ....	56
Fig. 46 - Paredes de alvenaria de enchimento exteriores.....	60
Fig. 47 - Localização dos sistemas de AVAC presentes no teto do piso 0.....	62
Fig. 48 - Modelo numérico sem paredes. ....	63
Fig. 49 – Modelo numérico com paredes .....	63
Fig. 50 – Modelo 1 – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita). ....	65
Fig. 51 – Curvas de Capacidade do modelo 1 para as duas direcções XX (esquerda) e YY (direita) ...	65
Fig. 52 – Mecanismo criado no modelo 1 (com forças nas torres) do carregamento XX (esquerda) e YY (direita) .....	65

Fig. 53 - Modelo 2 – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita).....	66
Fig. 54 - Curvas de Capacidade do modelo 2 para as duas direções XX (esquerda) e YY (direita) ....	66
Fig. 55 – Modelo simplificado com as duas torres – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita) .....	66
Fig. 56 – Curvas de Capacidade do modelo simplificado com duas torres.....	67
Fig. 57 – Variação simplificada do comprimento dos pilares considerada. ....	69
Fig. 58 – Modelo numérico considerado nesta análise.....	69
Fig. 59 – Curvas de capacidade com e sem a avaliação dos critérios de desempenho – Carregamento XX.....	69
Fig. 60 - Curvas de capacidade com e sem a avaliação dos critérios de desempenho – Carregamento YY .....	70
Fig. 61 – Deformadas e rotura de elementos associados à finalização das análises com critérios de desempenho para o carregamento em XX (esquerda) e para o carregamento em YY (direita). A cor verde identifica os elementos que excederam a capacidade de corte. ....	70
Fig. 62 – Deformada dos modos de vibração na direção X (esquerda) e Y (direita) do modelo sem paredes.....	74
Fig. 63 – Deformada do modo de vibração predominantemente de torção do modelo sem paredes...	75
Fig. 64 - Deformada do modo de vibração na direção X do modelo com paredes .....	75
Fig. 65 - Deformada do modo de vibração na direção Y do modelo com paredes. ....	75
Fig. 66 - Deformada do modo de vibração predominantemente de torção do modelo com paredes ...	75
Fig. 67 – Curvas de Capacidade dos modelos com e sem paredes - Carregamento XX. ....	76
Fig. 68 - Curvas de Capacidade dos modelos com e sem paredes – Carregamento YY. ....	76
Fig. 69 – Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises <i>pushover</i> convencionais segundo X (esquerda) e segundo Y (direita) .....	78
Fig. 70 - Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises <i>pushover</i> adaptativas segundo X (esquerda) e segundo Y (direita). ....	78
Fig. 71 – Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises <i>pushover</i> convencionais segundo X (esquerda) e segundo Y (direita). ....	80
Fig. 72 - Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises <i>pushover</i> adaptativas segundo X (esquerda) e segundo Y (direita). ....	80
Fig. 73 – Validação dos deslocamentos – alvos na direção X.....	82
Fig. 74 - Validação dos deslocamentos – alvos na direção Y. ....	82
Fig. 75 – Identificação da paragem das análises pela criação de um ou mais mecanismos através da consideração da hipótese “Sem Resistência Residual” – Carregamento XX.....	83
Fig. 76 - Identificação da paragem das análises pela criação de um ou mais mecanismos através da consideração da hipótese “Sem Resistência Residual” – Carregamento YY.....	84

Fig. 77– Representação da degradação de rigidez e capacidade de carga à medida que os elementos atingem os critérios de desempenho avaliados – Carregamento XX. ....	85
Fig. 78 - Representação da degradação de rigidez e capacidade de carga à medida que os elementos atingem os critérios de desempenho avaliados – Carregamento YY .....	85
Fig. 79 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo sem paredes – Carregamento XX .....	86
Fig. 80 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo sem paredes – Carregamento YY .....	86
Fig. 81 – Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo com paredes – Carregamento XX .....	87
Fig. 82 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo com paredes – Carregamento YY .....	87
Fig. 83 – Cenário sem problemas perante o deslocamento – alvo com paredes em ambas as direções e em ambas as análises .....	88
Fig. 84 – Elementos que excedem a capacidade de corte na análise pushover adaptativa (esquerda) e na análise pushover convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção X89	
Fig. 85 - Elementos que excedem a capacidade de corte na análise pushover adaptativa (esquerda) e na análise pushover convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção Y. 89	
Fig. 86 - Elementos que excedem um dos critérios de desempenho na análise pushover adaptativa (esquerda) e na análise pushover convencional (direita) perante o deslocamento alvo-sem paredes na direção X.....	89
Fig. 87 - Elementos que excedem um dos critérios de desempenho na análise pushover adaptativa (esquerda) e na análise pushover convencional (direita) perante o deslocamento alvo-sem paredes na direção Y.....	90
Fig. 88 – Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo com paredes – Carregamento XX .....	91
Fig. 89 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo com paredes – Carregamento YY .....	91
Fig. 90 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo sem paredes – Carregamento XX .....	92
Fig. 91 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo sem paredes – Carregamento YY .....	92
Fig. 92 – Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 1 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).....	93
Fig. 93 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 2 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).....	94

Fig. 94 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 1 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita) .....	94
Fig. 95 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 2 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita) .....	95
Fig. 96 – Problema de fissuração encontrado durante a visita à obra.....	97
Fig.B. 1 – Planta de Fundações.....	7
Fig.B. 2 – Corte AA' indicado na planta da fig. 36. ....	9
Fig.B. 3 - Corte BB' indicado na planta da fig. 36 .....	9
Fig.B. 4 - Corte DD' indicado na planta da fig. 36.....	9
Fig.B. 5 - Corte FF' indicado na planta da fig. 36.....	10
Fig.B.6 – Planta térrea do piso 0.....	10
Fig.B. 7 – Localização dos ensaios ao nível do teto do piso 0. ....	11
Fig.B. 8 – Localização dos ensaios ao nível térreo do piso 0.....	11
Fig.B. 9 – Resultados obtidos na campanha Nº 1 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7) .....	12
Fig.B. 10 - Resultados obtidos na campanha Nº 2 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7).....	12
Fig.B. 11 - Resultados obtidos na campanha Nº 3 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7).....	12
Fig.B. 12 - Resultados obtidos na campanha Nº 1 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B.8). ....	13
Fig.B. 13 - Resultados obtidos na campanha Nº 2 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B. 8). ....	13
Fig.B. 14 - Resultados obtidos na campanha Nº 3 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B. 8). ....	13
Fig.B. 15 – Resultados da Aquisição com os elementos “Nº1” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal) .....	14
Fig.B. 16 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nº1” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção Y (Longitudinal) .....	14
Fig.B. 17 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nº3” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal) .....	14
Fig.B. 18 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nº3” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção Y (Longitudinal). ....	15
Fig.B. 19 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nº7” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal) e na direção Y (Longitudinal).....	15
Fig.C. 1 - Mapa de paredes do piso 0 consideradas no modelo numérico (P1-P14) e (PA-PG) .....	17
Fig.C. 2 - Mapa de paredes da torre mais alta consideradas no modelo numérico (P1-P3) e (P1-P4) .....	18
Fig.C. 3 - Mapa de paredes da torre com menor altura consideradas no modelo numérico (P1-P4) ...	18
Fig.C. 4 - Localização das aberturas das paredes consideradas entre o piso 0 e o piso 1. ....	19

Fig.C. 5 - Localização das aberturas das paredes da torre de menor altura. ....	19
Fig.D. 1 – 1º Acelerograma do sismo do tipo 1 (Tipo1B_1) .....	31
Fig.D. 2 – 2º Acelerograma do sismo do tipo 1 (Tipo1B_2) .....	31
Fig.D. 3 – 3º Acelerograma do sismo do tipo 1 (Tipo1B_3) .....	32
Fig.D. 4 – 1º Acelerograma do sismo do tipo 2 (Tipo2B_1) .....	32
Fig.D. 5 – 2º Acelerograma do sismo do tipo 2 (Tipo2B_2) .....	32
Fig.D. 6 – 3º Acelerograma do sismo do tipo 2 (Tipo2B_3) .....	32

## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 1 – Deslocamento máximo relativo entre pisos, $d_r$ , em função dos elementos não estruturais [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)] .....	6
Tabela 2 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].....	8
Tabela 3 – Cálculo das exigências ( $D_i$ ) e das capacidades ( $C_i$ ) em função do tipo de análise e tipo de elemento .....	12
Tabela 4 – Vantagens e Desvantagens da análise <i>pushover</i> .....	17
Tabela 5 – Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de enchimento .....	31
Tabela 6 – Parâmetros empíricos das paredes de enchimento .....	33
Tabela 7 – Várias hipóteses para o cálculo da largura da escora ( $b_w$ ) .....	41
Tabela 8 – Resistência e rigidez das escoras do modelo numérico 3.....	43
Tabela 9 – Cálculo da resistência à compressão vertical da alvenaria .....	46
Tabela 10 – Frequências naturais obtidas para os dois modelos considerados .....	46
Tabela 11 – Mapa de pilares.....	58
Tabela 12 – Mapa de vigas.....	59
Tabela 13 – Características dos materiais aplicados na modelação.....	60
Tabela 14 – Parâmetros empíricos e mecânicos utilizados no modelo numérico.....	61
Tabela 15 – Valor das ações consideradas .....	62
Tabela 16 – Ações ao nível de cada piso .....	63
Tabela 17 – Frequências naturais do modelo numérico com paredes .....	64
Tabela 18 – <i>Drifts</i> máximos atingidos no final das análises do modelo 1 .....	65
Tabela 19 – <i>Drifts</i> máximos atingidos pela estrutura das duas torres nas análises com critérios de desempenho associados.....	67
Tabela 20 – Quantificação das ações ao nível do teto do piso -1 .....	68
Tabela 21 – Frequências naturais dos modelos com e sem paredes nas direções X e Y .....	74
Tabela 22 – Valores relativos às curvas de capacidade da direção X apresentados na fig. 67 .....	77
Tabela 23 – Valores relativos às curvas de capacidade da direção Y apresentados na fig. 68 .....	77
Tabela 24 – Características do espectro do EC8 .....	78
Tabela 25 – Fatores de transformação ( $\Gamma$ ).....	78
Tabela 26 – Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1 G.L. equivalente e respetivos períodos .....	79
Tabela 27 – Desempenho sísmico do sistema de 1G.L. equivalente.....	79
Tabela 28 – Deslocamento – alvo da estrutura sem paredes .....	79

Tabela 29 – Fatores de transformação ( $\Gamma$ ) .....	79
Tabela 30 – Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1 G.L. equivalente e respetivos períodos .....	80
Tabela 31 – Desempenho sísmico do sistema de 1G.L. equivalente .....	81
Tabela 32 – Deslocamento – alvo da estrutura com paredes .....	81
Tabela 33 – Deslocamento – alvo e <i>drifts</i> entre o piso 0 e o piso 1 para a estrutura com e sem paredes .....	81
Tabela 34 – Identificação da percentagem de elementos que excedem um dos critérios de desempenho referentes ao conjunto de resultados anteriores para o deslocamento – alvo sem paredes .....	90
Tabela 35 – Identificação dos elementos débeis do modelo com paredes de acordo com todas as ADNL realizadas nas duas direções .....	93
Tabela 36 – Identificação dos elementos débeis do modelo sem paredes de acordo com todas as ADNL realizadas nas duas direções .....	94
Tabela 37 – <i>Drifts</i> máximos do modelo com paredes entre o piso 0 e o piso 1 .....	95
Tabela 38 – <i>Drifts</i> máximos do modelo sem paredes entre o piso 0 e o piso 1 .....	95
Tabela 39 – <i>Drifts</i> máximos sofridos pela estrutura das duas torres nos modelos sem e com paredes de acordo com todas as ADNL .....	96
Tabela A.1 – Coeficientes de importância ( $\gamma_i$ ) [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)] .....	4
Tabela A.2 – Valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno do tipo A ( $a_{gr}$ ) [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)] .....	4
Tabela A.3 – Valores de $S$ , $T_B$ , $T_c$ e $T_D$ consoante o tipo de terreno e o tipo de sismo [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)] .....	4
Tabela A.4 – Fatores de confiança resultantes do nível de conhecimento associado [Adaptado de (Eurocode8-3, 2005)] .....	5
Tabela B.1 – Mapa de sapatas e lintéis referentes à planta de fundações .....	8
Tabela B.2 – Laje aligeirada do teto do piso 0 .....	8
Tabela C.1 – Características das aberturas identificadas nas fig.C.4 e C.5 .....	20
Tabela C.2 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 1 de 5 .....	21
Tabela C.3 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 2 de 5 .....	22
Tabela C.4 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 3 de 5 .....	23



Tabela C.5 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre mais alta (ver fig.C.2) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 4 de 5.....	24
Tabela C.6 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre de menor altura (ver fig.C.3) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 5 de 5 .....	25
Tabela C.7 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. - Parte 1 de 5.....	26
Tabela C.8 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. - Parte 2 de 5.....	27
Tabela C.9 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig.C.1) com a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. - Parte 3 de 5.....	28
Tabela C.10 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre mais alta (ver fig.C.2) com a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. - Parte 4 de 5.....	29
Tabela C.11 – Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre de menor altura (ver fig.C.3) com a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. - Parte 5 de 5.....	30



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$\sum M_{rb}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas a um nó na direção considerada

$\sum M_{rc}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó na direção considerada

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A

$a_{gr}$  – Valor de referência da aceleração máxima de um terreno tipo A

$C_i$  – Capacidade

$C_u$  – Resistência não drenada

$D_i$  – Exigência

$E_{cm}$  – Módulo de elasticidade do betão [GPa]

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço [GPa]

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

$f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [MPa]

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço [MPa]

$L_i$  – Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica

$N_{SPT}$  – Número de pancadas obtidas no SPT

$q$  – Coeficiente de comportamento

$S$  – Coeficiente do solo

$S_e(T)$  – Espetro de resposta elástica

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração constante

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração constante

$T_D$  – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$\gamma$  – Peso volúmico [KN/m<sup>3</sup>]

$\gamma_I$  – Coeficiente de importância

$\epsilon_{c1}$  – Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima  $f_c$  [%]

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento

$v_{s,30}$  – Valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a  $10^{-5}$

ADNL – Análises Dinâmicas Não Lineares

ADRS – *Acceleration Displacement Response Spectrum*

ANPC – Autoridade Nacional de Proteção Civil

AVAC – Aquecimento, Ventilação e Ar Condicionado

CDOS – Comando Distrital de Operações de Socorro

CQC – Combinação Quadrática Completa

G.L. – Grau de Liberdade

KL – *Knowledge Level*

LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural

RQSQ – Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados

SPT – *Soil Penetration Test*

Dir. – Direita

Esq.- Esquerda

fig.- figura





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

A engenharia sísmica enfrenta uma era de grandes desafios, com objetivos cada vez mais exigentes dadas as expectativas cada vez mais altas da sociedade moderna. O desafio principal é através de custos reduzidos providenciar estruturas com alto desempenho sísmico capazes de controlar de forma eficaz as perdas socio-económicas.

A pouca relevância dada no passado á ação sísmica, em Portugal e no Mundo, impõe que estudos como o que é conduzido nesta dissertação sejam realizados. As análises das vulnerabilidades sísmicas são necessárias, uma vez que muitos dos edifícios existentes não contemplam corretamente o dimensionamento e pormenorização para esta ação. Para além disso, alguns destes edifícios, tal como o que é analisado no caso de estudo da presente dissertação são classificados como edifícios de elevada classe de importância. O facto de mesmo este tipo de edifícios muitas vezes não considerar de forma detalhada os efeitos desta ação, realça a necessidade de explorar este tipo de análises, por forma a torná-las cada vez mais precisas na previsão da resposta e do comportamento estrutural, permitindo, inclusivamente, e no caso de estruturas existentes, ações de reforço mais eficazes.

Quando analisado à escala mundial, Portugal é considerado um país de sismicidade moderada. Apesar disso, devemos lembrar alguns acontecimentos históricos com finais trágicos. O sismo de 1755 em Lisboa é provavelmente o sismo mais catastrófico e devastador que teve lugar em Portugal. Contudo, outros sismos aconteceram em Portugal com finais igualmente devastadores, como é o caso dos sismos ocorridos em 1980 e 1998 no arquipélago dos Açores. Estes e outros acontecimentos ao nível mundial mostram que, ainda hoje, existem construções que não se encontram preparadas para resistirem aos sismos, salientando, mais uma vez, a necessidade de evolução na previsão do comportamento sísmico de edifícios novos e existentes, bem como a forma de reduzir a sua vulnerabilidade.

O Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos (EC8) é um dos regulamentos existentes para o projeto sísmico. O objetivo principal deste documento é garantir o bom funcionamento das construções face à ocorrência de sismos. Por esta razão, este será o regulamento com maior impacto nas análises realizadas no presente trabalho, mais precisamente a sua Parte 1 – Regras gerais, ação sísmica, e regras para edifícios e Parte 3 – Avaliação e reforço de edifícios.

## 1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os objetivos desta dissertação contemplam os aspetos referidos no enquadramento e envolvem como caso de estudo um edifício em Portalegre pertencente à Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC) que foi projetado em 2004 e construído em 2007. Em particular, pretende-se com este trabalho:

- Analisar de forma crítica o conteúdo do EC8;
- Modelar de forma numérica o caso de estudo, considerando a existência, ou não das paredes de alvenaria de enchimento, de forma a verificar-se a importância destes elementos na resposta estrutural;
- Explorar os parâmetros definidores das paredes de alvenaria no âmbito de algumas teorias existentes;
- Proporcionar uma análise rigorosa relativamente ao caso de estudo, que permita encontrar as principais e mais graves vulnerabilidades do edifício;
- Proporcionar uma fonte de informação de qualidade para desenvolvimentos futuros no que respeita às análises de edifícios existentes quando solicitados por ações sísmicas.

## 1.3. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos. No capítulo 1, Introdução, é apresentado o tema da dissertação, assim como os seus objetivos e o âmbito em que se insere.

No capítulo 2, Recolha Bibliográfica, encontra-se toda a informação que foi necessária adquirir para efetuar a melhor análise possível do edifício face à ocorrência de uma ação sísmica. Inicia-se com um resumo e análise dos principais conteúdos da Parte 1 e Parte 3 do EC8. Inclui-se também neste capítulo uma reflexão sobre a importância das paredes de enchimento na resposta estrutural, uma análise das várias formas que existem para realizar a sua modelação e os parâmetros associados a estes elementos.

O capítulo 3, Análises de Sensibilidade, surge da necessidade de justificar alguns aspetos considerados na modelação numérica, nomeadamente: (i) a consideração de uma laje aligeirada como um diafragma rígido e o procedimento de escolha (ii) da área das escoras na modelação das paredes de alvenaria e (iii) do parâmetro da resistência da compressão à diagonal comprimida. Para além disso, é feita uma reflexão sobre o conceito de comprimento das rótulas plásticas e sobre a calibração do modelo através das frequências naturais.

No capítulo 4, Caso de Estudo, apresenta-se: (i) o caso de estudo, (ii) as informações existentes relativas ao edifício, (iii) o resultado das visitas realizadas ao local, (iv) o programa de cálculo utilizado nas análises efetuadas e (v) todo o processo de modelação numérica envolvido. São ainda apresentadas algumas análises de sensibilidade mais específicas realizadas com o modelo, as calibrações do modelo e as análises conduzidas no âmbito deste estudo.

No capítulo 5, Análise da Vulnerabilidade Sísmica, apresentam-se os resultados obtidos nas diversas análises realizadas, e identificam-se as principais debilidades e problemas detetados no edifício face aos resultados obtidos.

No capítulo 6, Conclusão e Desenvolvimentos Futuros, são apresentadas as conclusões relativas ao presente trabalho e sugerem-se alguns trabalhos futuros no âmbito do trabalho realizado.



# 2

## RECOLHA BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. EUROCÓDIGO 8 – PROJETO DE ESTRUTURAS PARA RESISTÊNCIA AOS SISMOS

A influência da sismicidade nos projetos de construção de edifícios e de outras obras da engenharia civil é tratada no EC8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Os objectivos principais deste eurocódigo são: (i) garantir o funcionamento dos edifícios, (ii) preservar vidas humanas e (iii) limitar danos de forma a tornar economicamente viável a sua reparação.

### 2.2. PARTE 1: REGRAS GERAIS, AÇÕES SÍSMICAS E REGRAS PARA EDIFÍCIOS

A Parte 1 do EC8 (Eurocódigo8-1, 2010) encontra-se dividida em 10 secções. No presente documento serão analisadas as secções relativas aos elementos de betão armado, ou seja as secções 1 à 5 inclusive. É importante referir que a Parte 1 é essencialmente dirigida para estruturas novas.

#### 2.2.1. REQUISITOS/EXIGÊNCIAS FUNDAMENTAIS

Os objectivos do EC8 anteriormente referidos são atingidos pela imposição de requisitos de desempenho ou exigências.

##### 2.2.1.1. Exigência de não ocorrência de colapso

Na exigência de não ocorrência de colapso, a estrutura deve ser dimensionada e construída de forma a suportar a ação sísmica de cálculo definida no EC8 sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e capacidade resistente residual após o sismo (Eurocódigo8-1, 2010). As estruturas não devem colapsar, garantindo a segurança das pessoas, mas poderão sofrer danos significativos que tornem a solução de reforço economicamente inviável (Eurocódigo8-1, 2010) e (Romãozinho, 2008).

A ação sísmica de cálculo depende: (i) de uma ação sísmica de referência que está associada a uma dada probabilidade de excedência num período de 50 anos,  $P_{NCR}$ , e que corresponde a um determinado período de retorno,  $T_{NCR}$ ; e (ii) do coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , para ter em consideração a diferenciação da gravidade das consequências de um colapso. Os valores recomendados são  $P_{NCR} = 10\%$  e  $T_{NCR} = 475$  anos. Os valores relativos aos coeficientes de importância serão abordados mais à frente.

##### 2.2.1.2. Exigência de limitação de danos

A exigência de limitação de danos é estabelecida para ações sísmicas cuja probabilidade de ocorrência seja mais elevada que a da ação sísmica de cálculo, ou seja para ações sísmicas menos intensas, e tem

como objetivo principal limitar danos estruturais e não estruturais. No caso dos elementos estruturais não se admite qualquer tipo de dano, e nos elementos não estruturais admite-se um nível de dano que não torne economicamente inviável a reparação/reforço. Um outro objetivo importante desta exigência é o de reduzir as perdas económicas, não só no que diz respeito às operações de reparação/reforço, mas também às possíveis atividades económicas que possam ter lugar no edifício (Eurocódigo8-1, 2010) e (Romãozinho, 2008).

A ação sísmica relativa a esta exigência está associada a uma probabilidade de excedência  $P_{DLR} = 10\%$  em 10 anos, que corresponde a um período de retorno  $T_{DLR} = 95$  anos. Relativamente à ação sísmica de cálculo, esta ação está associada a 40,9% de probabilidade de excedência em 50 anos (Andrade, 2008).

## 2.2.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Para satisfazer as exigências de segurança, ter-se-á que proceder às verificações dos Estados Limites Último (ELU) e de Limitação de Danos (ELD).

### 2.2.2.1. Estado limite último

O ELU está associado à exigência de não colapso, nomeadamente ao cumprimento de condições de resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e de juntas sísmicas (Eurocódigo8-1, 2010).

A **condição de resistência** deve ser alcançada para todos os elementos, garantindo que o valor de cálculo do efeito da ação seja inferior à resistência de cálculo do respetivo elemento, podendo ser necessário considerar efeitos de segunda ordem nesta verificação.

A **ductilidade global** deve ser assegurada dotando os elementos de uma ductilidade **local** adequada (capacidade de rotação de rótulas plásticas). Esta ductilidade está associada a um dos mais importantes princípios introduzidos pelo EC8, o princípio da capacidade real de desempenho, também denominado por “*capacity design*”.

Antes da definição deste princípio, é necessário compreender o significado da palavra ductilidade. Entende-se por ductilidade a relação entre o valor máximo de uma determinada grandeza (deslocamento, rotação, curvatura...) em regime não linear e o valor que essa grandeza assume quando se atinge a cedência. O conceito de capacidade de dissipação de energia, embora esteja relacionada com a exploração da ductilidade, não lhe é equivalente (Guerreiro). A capacidade de dissipação de energia depende da ductilidade disponível, mas também da área contida nos ciclos histeréticos e também da redundância estrutural, pois quanto mais redundante for a estrutura, maior será o número de rótulas plásticas formadas até à criação de um mecanismo (Guerreiro).

A filosofia de dimensionamento por capacidade real de desempenho permite controlar, dentro de certos limites, o comportamento das estruturas mesmo sem conhecer as características de um possível sismo que possa atuar. A definição das zonas onde as rótulas plásticas se deverão formar e a sequência da sua formação permitem obter: (i) conhecimento *à priori* onde os danos vão ocorrer; (ii) um melhor controlo de danos; (iii) melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas; (iv) e um comportamento dúctil, evitando roturas frágeis, ou a formação de mecanismos de colapso indesejados (Guerreiro).

A capacidade de dissipação de energia de uma estrutura maximiza-se através da formação do maior número de rótulas plásticas sem a formação de mecanismos. Para que tal aconteça, as rótulas plásticas devem formar-se nas extremidades das vigas e não nos pilares. No exemplo da fig. 1 à esquerda é pos-

sível verificar que a criação de um mecanismo acontece para um número de rótulas plásticas muito reduzido quando comparada com a fig. 1 da direita. Mostra-se, assim, a influência e importância da localização da formação das rótulas plásticas.

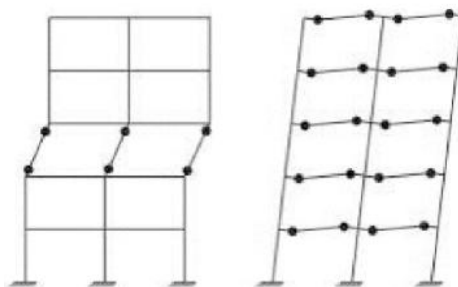


Fig. 1 - Estruturas com baixa e alta capacidade de dissipação de energia apresentadas à esquerda e à direita, respetivamente [Fonte: (Pampanin, 2012)].

Nas vigas correntes, as rótulas plásticas irão formar-se nas secções junto aos nós, pois é nesses locais que ocorrem os momentos flectores máximos resultantes da ação sísmica. A formação das rótulas plásticas só acontece nas extremidades das vigas se for garantido que os momentos atuantes atingem o valor dos momentos resistentes primeiro nas vigas e não nos pilares. Para que tal se verifique, o EC8 exige que em cada nó a soma dos momentos resistentes dos pilares ( $M_{Rc}$ ) sejam 1.3 vezes superiores à soma dos momentos resistentes que se podem desenvolver nas vigas ( $M_{Rb}$ ), ou seja  $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$ .

Guerreiro (Guerreiro) refere que, para que as rótulas plásticas nas vigas dissipem a energia de uma forma estável, deve garantir-se que a sua formação acontece por cedência das armaduras de flexão, devendo evitar-se a rotura por corte em qualquer ponto da viga, para garantir a estabilidade deste mecanismo. Assim, e segundo o princípio da **capacidade real de desempenho**, o esforço transversal resistente de cálculo deverá corresponder ao máximo que se pode desenvolver na viga durante a formação e desenvolvimento das rótulas plásticas nas secções extremas.

Relativamente às condições de **equilíbrio**, o EC8 refere que a estrutura deve ser estável - incluindo o derrubamento e o deslizamento - quando sujeita à combinação sísmica. Em casos especiais, o **equilíbrio** pode ser verificado através de métodos de equilíbrio de energia, ou não lineares geométricos (Eurocódigo8-1, 2010).

Para a **estabilidade das fundações**, o EC8 indica que se deve verificar que, tanto os elementos que constituem a fundação como o terreno de fundação, são capazes de resistir aos esforços resultantes da resposta da superestrutura sem que ocorram deformações permanentes substanciais. Deve utilizar-se o mesmo tipo de fundação e garantir o mesmo tipo de solo para a **fundação de todos os elementos** (Eurocódigo8-1, 2010).

A condição de **juntas sísmicas** têm como objetivo proteger os edifícios dos choques com edifícios vizinhos. Podem também utilizar-se juntas sísmicas para subdividir um edifício em unidades dinamicamente independentes e evitar choques entre as mesmas. Caso as juntas sejam dimensionadas corretamente, permite-se a oscilação/dimensionamento de cada edifício isoladamente.

#### 2.2.2.2. Estado de limitação de danos

O ELD está relacionado, tal como o nome indica, com a exigência de limitação de danos. Neste caso o EC8 remete essencialmente para o controlo de deslocamento relativo entre pisos, também apelidado de

“drift” quando dividido pela altura  $h$  entre pisos, onde são apresentados três limites consoante o tipo de elementos estruturais presentes (tabela 1). Refere ainda que, no caso de estruturas importantes para a proteção civil, se deve verificar que o sistema estrutural possui resistência e rigidez suficiente para manter em funcionamento os serviços vitais neles instalados no caso da ocorrência de um evento sísmico associado a um período de retorno adequado, tal como se indica na cláusula 2.2.3 (2) P do EC8 - Parte 1.

Tabela 1 – Deslocamento máximo relativo entre pisos,  $d_r$ , em função dos elementos não estruturais [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)].

Elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura	Elementos não estruturais dúcteis	Ausência de elementos não estruturais, ou fixos sem interferir com a estrutura
$d_r \leq 0.005 h$	$d_r \leq 0.0075 h$	$d_r \leq 0.010 h$

### 2.2.3. AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica consiste na imposição de movimento a uma estrutura através do terreno. Esta ação depende de parâmetros associados à sismicidade do local (zonamento sísmico) e ao tipo de terreno onde se encontra a estrutura (Eurocódigo8-1, 2010). Esta ação é traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração (ver fig. 2) que representam as componentes do movimento do solo.

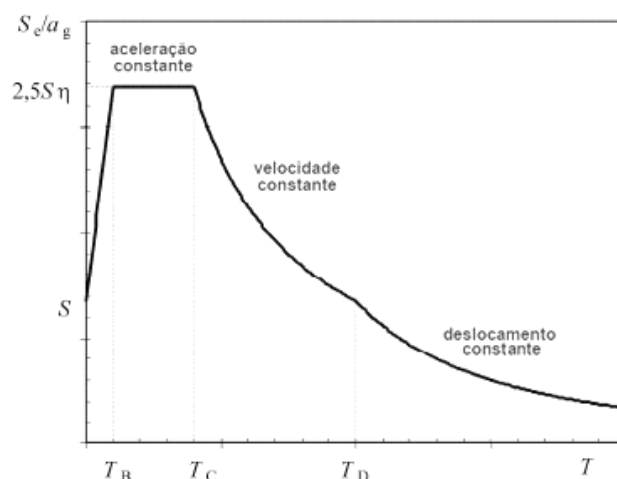


Fig. 2 – Forma do espectro de resposta elástica [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)].

As expressões que definem o espectro de resposta elástica da fig. 2 são apresentadas no anexo A.1.

#### 2.2.3.1. Tipos de terreno

Na cláusula 3.1.2 (1) do EC8 - Parte 1, são identificados sete tipos de terreno A, B, C, D, E, S1, S2 caracterizados pela descrição do perfil estratigráfico, pela velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ , pelo número de pancadas obtidas do ensaio “SPT” para penetrar 30cm,  $N_{SPT}$ , e pela resistência não drenada,  $C_u$ . De salientar que a rigidez e a resistência deste tipo de solos decrescem do solo A para o solo S2, sendo o solo A o mais resistente (Eurocódigo8-1, 2010). O tipo de terreno estabelece o coeficiente do solo ( $S$ ) a utilizar nas expressões do espectro, assim como os limites ( $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ ) do espectro de resposta elástica (ver fig.2), tal como se apresenta na tabela A.3 do anexo A.1.

### 2.2.3.2. Zonamento sísmico

Existem no EC8 dois tipos de sismos diferentes: tipo 1 e tipo 2. A diferença entre os dois baseia-se na localização do epicentro, na origem e magnitude. Os sismos do tipo 1 são sismos afastados com epicentro no mar; tem origem em movimentos interplacas e, relativamente aos sismos do tipo 2, apresentam maior conteúdo em frequências mais altas com maior amplitude. Os sismos do tipo 2 são sismos próximos com epicentro na terra, com origem em movimentos intraplacas. O zonamento sísmico depende do tipo de ação sísmica a que se refere (Arêde & Delgado, 2013).

Para a maioria das aplicações, a sismicidade é descrita por um único parâmetro: o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno tipo A,  $a_{gr}$ . Este valor da aceleração corresponde ao período de retorno de referência ( $T_{NCR}$ ) da ação sísmica para a exigência de não ocorrência de colapso, e é escolhido pelas autoridades nacionais de cada país. Para a determinação do valor de cálculo da aceleração máxima à superfície do terreno tipo A,  $a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I$ , deverá multiplicar-se o valor  $a_{gr}$  por um coeficiente de importância que depende da classe de importância do edifício: classe I para edifícios de menor importância, como são os edifícios agrícolas; classe II para edifícios correntes; classe III para edifícios cuja resistência é importante face às consequências de um colapso, como é o caso de uma escola; e classe IV para edifícios de elevada classe de importância (Eurocódigo8-1, 2010), tal como acontece com o edifício em análise na presente dissertação. Cada classe de importância está associada a um período de retorno diferente, correspondendo à classe II o período de retorno de referência, ou seja um coeficiente de importância  $\gamma_I = 1$ . Nas tabelas A.1 e A.2 do anexo A.1 apresentam-se os valores dos coeficientes de importância e das acelerações máximas à superfície do terreno tipo A.

### 2.2.4. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES

- ELU (Eurocódigo0, 2009):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (1)$$

Onde:

+: Significa “combinar com”;

$A_{Ed}$ : Valor de cálculo da ação sísmica;

$E_d$ : Valor de cálculo do efeito das ações;

$G_{k,j}$ : Valor característico da ação permanente j;

P: Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$Q_{k,i}$ : Valor característico da ação variável acompanhante i;

$\psi_{E,i}$ : Coeficiente de combinação para a ação variável i.

### 2.2.5. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS VS SECUNDÁRIOS

Os elementos sísmicos primários fazem parte do sistema estrutural assumido como resistente às ações sísmicas, ao contrário dos elementos sísmicos secundários. Contudo, diversos estudos como o de Akhouni (Akhouni, Lourenço & Vasconcelos, 2014) têm vindo a demonstrar que alguns elementos considerados não estruturais dotam a estrutura de uma rigidez e resistência adicionais importantes, como é o caso das paredes de alvenaria de enchimento nos edifícios de betão armado. Este assunto será abordado com mais detalhe posteriormente.

### 2.2.6. REGULARIDADE ESTRUTURAL

O comportamento sísmico dos edifícios é severamente afetado pela disposição geométrica adotada em planta e em altura para os elementos estruturais e não estruturais, e também para as massas. De facto, uma configuração estrutural menos apropriada prejudica o desempenho das estruturas durante a ocorrência de um eventual sismo, mesmo que tenha sido adequadamente calculada e construída, tal como conclui Dolce (Dolce & Simonini, 1986). Este autor refere alguns dos requisitos mais importantes para se considerar uma estrutura como regular ou irregular, em planta ou em altura. Em planta esses requisitos estão associados à sua forma, à presença de cantos reentrantes e à distância entre o “centro de rigidez” e o “centro de massa” em cada piso. Em altura, estão associados à distribuição de rigidez, resistência e massa em altura, e à presença de recuos, ou avançados.

O EC8 - Parte 1 introduz, para efeitos de dimensionamento à ação sísmica, a classificação das estruturas como regulares e não regulares, em planta ou em altura. Esta classificação tem impacto nas simplificações admitidas ao nível do modelo estrutural utilizado (plano ou espacial), no método de análise a aplicar e no valor do coeficiente de comportamento. As consequências da classificação da regularidade estrutural são apresentadas na tabela 2 (Eurocódigo8-1, 2010).

Tabela 2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico. [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial <sup>b)</sup>	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

<sup>a)</sup> Se a condição estipulada em 4.3.3.2.1(2)a) também for satisfeita.

<sup>b)</sup> Nas condições específicas indicadas em 4.3.3.1(8), poderá utilizar-se, separadamente, um modelo plano em cada direção horizontal, de acordo com 4.3.3.1(8).

Podemos concluir, através da tabela 2, que a classificação como regular em planta permite a adoção de modelos planos. Caso a estrutura seja dotada de irregularidade em planta, teremos de adotar modelos tridimensionais. Devido à vulgarização do uso de modelos tridimensionais, a maior parte das estruturas são analisadas através destes modelos, independentemente da verificação, ou não dos critérios de regularidade (Jacinto, 2014). A classificação da regularidade em altura tem como consequência permitir usar o método estático equivalente, no caso de estruturas regulares, e obrigar a reduzir o coeficiente de comportamento no caso de estruturas irregulares, tal como se verifica na tabela 2.

## **2.2.7. PROJETO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO**

Nesta parte serão abordados apenas alguns aspetos específicos, relativos a estruturas de betão armado.

### **2.2.7.1. Classes de ductilidade e procedimentos**

Nesta secção aborda-se a classificação dos edifícios de betão armado relativamente à sua classe de ductilidade. São consideradas três classes: baixa, média e alta, e que têm em consideração a maior ou menor capacidade dúctil e de dissipação de energia apresentada pelo edifício, e que irão ter consequências no seu dimensionamento. O edifício será então projetado de acordo com a classe atribuída: com maior ductilidade e menor capacidade resistente, ou com maior capacidade resistente e menor ductilidade. À medida que a classe de ductilidade de uma estrutura passa de baixa para alta, aumenta a importância dada à capacidade de dissipação de energia e à ductilidade da estrutura relativamente à sua capacidade resistente. Quer isto dizer que a consideração da classe de ductilidade alta no dimensionamento de um edifício, impor-lhe-á uma maior ductilidade e uma menor capacidade resistente quando comparado com a consideração da classe de ductilidade baixa. Contudo, o dimensionamento para uma classe de ductilidade elevada implica um maior número de verificações e de regras de pormenorização que conduzem, com frequência, a um agravamento dos custos (Lopes & Brito, 1998).

Na secção 5 do EC8 – Parte 1 são apresentados os procedimentos associados à classificação quanto à classe de ductilidade e que envolvem aspetos específicos relacionados com: materiais aplicáveis, limitações geométricas, esforços de cálculo, verificações de segurança à flexão e ao corte e disposições construtivas. Destaca-se que as disposições construtivas dos pilares e vigas são mais exigentes à medida que a classe de ductilidade aumenta, incorrendo, principalmente, na limitação de taxas mínimas de armaduras transversal e na imposição de espaçamentos máximo das cintas em função do diâmetro mínimo dos varões longitudinais (Lopes & Brito, 1998).

## **2.3. PARTE 3: AVALIAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS**

O EC8 – Parte 3 (Eurocode8-3, 2005) providencia métodos e critérios de avaliação e reforço de edifícios existentes. Nos pontos seguintes são abordados os tópicos considerados mais importantes relativamente a esta parte 3.

### **2.3.1. INFORMAÇÃO NECESSÁRIA PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL**

A informação para a avaliação estrutural deve provir de diferentes fontes, nomeadamente documentos existentes relativos ao edifício, investigações de campo, visitas ao local e testes/medições. A informação recolhida deve ser sempre confrontada com o existente, por forma a concluir sobre a sua fiabilidade.

De um modo geral, das informações necessárias, descritas nas cláusulas 3.2 e anexo A do EC8 – Parte 3, deve constar a descrição da estrutura, dos materiais usados, da geometria e de pormenores construtivos, os métodos de dimensionamento e a identificação de defeitos, anomalias e utilizações do edifício.

### 2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS INSPEÇÕES E TESTES REALIZADOS

De acordo, com cláusula 3.4.4 do EC8 - Parte 3, as inspeções e testes realizados para a determinação da geometria, pormenores construtivos e materiais são classificados em três níveis que dependem da percentagem de elementos que foram inspecionados para verificar a conformidade dos pormenores construtivos, e do número de amostras materiais testadas por piso.

### 2.3.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Os três níveis de conhecimento apresentados no EC8 – Parte 3, e a respetiva informação associada, são:

- Conhecimento Limitado (“KL1”): inspeção de 20% dos elementos e teste de 1 amostra por piso
- Conhecimento Normal (“KL2”): inspeção de 50% dos elementos e teste de 2 amostras por piso
- Conhecimento Total (“KL3”): inspeção de 80% dos elementos e teste de 3 amostras por piso

Aos níveis de conhecimento são associados os tipos de análise que podem ser utilizados e um fator, apelidado de fator de confiança, que afeta o cálculo das capacidades resistentes e/ou das exigências regulamentares. O grau e a qualidade de informação presente em cada um dos três níveis aumentam do conhecimento limitado para o total. A tabela 3.1 do EC8 – Parte 3, transposta na tabela A.4 do anexo A.2, apresenta a relação entre os conceitos referidos.

Na prática, quando se trata de analisar edifícios existentes, é extremamente difícil atingir um nível de conhecimento que nos permita efetuar análises não lineares (KL2 ou KL3), pelo que se propõe uma modificação na quantidade de informação requerida para que se possam atingir estes níveis de conhecimento, mesmo que isso implique um aumento do fator de confiança.

### 2.3.4. AVALIAÇÃO SÍSMICA

Depois das inspeções, testes, recolha de informação e identificação do nível de conhecimento, o EC8 apresenta as avaliações de segurança aos estados limites específicos, estabelecendo uma divisão entre elementos dúcteis e frágeis.

#### 2.3.4.1. Estados limites de segurança

É da responsabilidade das autoridades nacionais de cada país estabelecer quais são os estados limites que deverão ser verificados em cada situação.

#### **Estado limite de quase colapso (“Near Collapse”)**

No estado limite de quase colapso, o EC8 considera que a estrutura pode ficar gravemente danificada, apresentando resistência lateral e rigidez residuais, devendo garantir-se, contudo, que os elementos verticais ainda são capazes de suportar as cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais pode colapsar, e aceitam-se grandes deslocamentos permanentes entre pisos.



### Estado limite de danos significativos (“*Significant Damage*”)

No estado limite de danos significativos, o EC8 considera que a estrutura pode ser significativamente danificada, apresentando alguma resistência lateral e rigidez, devendo garantir-se, contudo, que os elementos verticais ainda são capazes de suportar as cargas verticais. Os componentes não estruturais podem apresentar danos, mas sem colapsar. Aceitam-se deslocamentos permanentes moderados entre pisos. Provavelmente, será economicamente inviável a reparação da estrutura.

### Estado limite de limitação de danos (“*Damage limitation*”)

No estado limite de limitação de danos, o EC8 considera que a estrutura pode ficar ligeiramente danificada, mantendo, no entanto, a sua capacidade resistente em termos de resistência lateral e rigidez. Os elementos estruturais poderão apresentar alguma fendilhação, mas os danos podem ser corrigidos de forma economicamente viável. Os deslocamentos entre pisos deverão ser insignificantes.

A fig.3 mostra a relação da resposta do edifício com os três estados limites de segurança regulamentares: (i) quase colapso; (ii) danos significativos e (iii) limitação de danos.

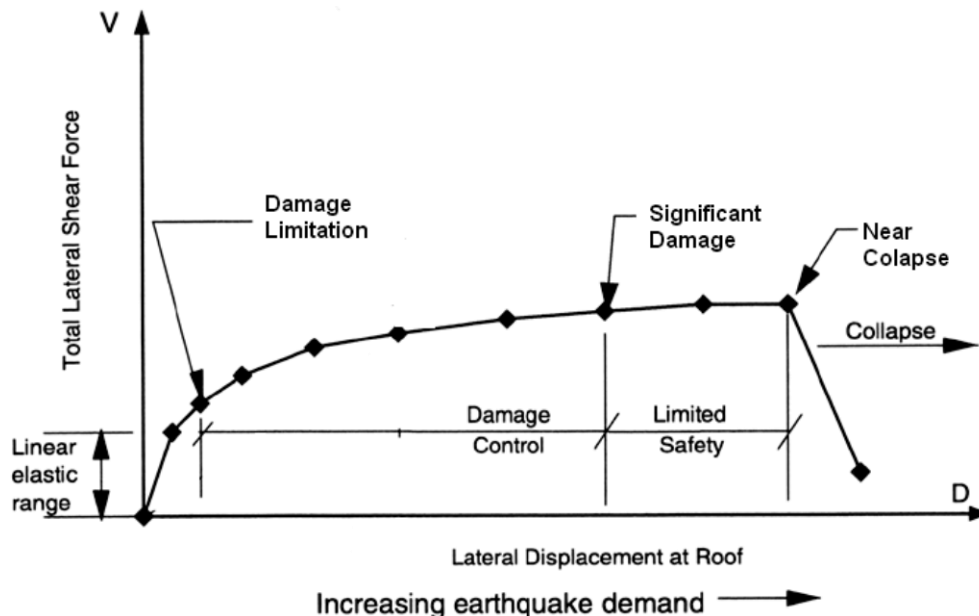


Fig. 3 – Resposta do edifício relacionada com os três estados limites de segurança [Fonte: (Costa, 2012)].

#### 2.3.4.2. Elementos dúcteis vs elementos frágeis

Para efeitos de verificação, o EC8 – Parte 3 introduz a distinção entre elementos dúcteis e frágeis. As vigas, pilares ou paredes sujeitas à flexão, com ou sem esforço axial, são considerados elementos dúcteis, tal como é referido no anexo A do EC8 – Parte 3. Os elementos ou mecanismos frágeis são representados pelos mecanismos de esforço transversal de vigas, pilares e nós. Os valores das propriedades dos materiais e os critérios para o cálculo das capacidades ( $C_i$ ) e das exigências ( $D_i$ ) variam consoante o tipo de análise e a classificação do elemento como dúctil ou frágil. A tabela 3 apresenta essas propriedades e critérios de acordo com o tipo de análise e o tipo de elemento, com base na tabela 4.3 do EC8 – Parte 3 e no trabalho de Costa (Costa, 2012).

Tabela 3 – Cálculo das exigências ( $D_i$ ) e das capacidades ( $C_i$ ) em função do tipo de análise e tipo de elemento.

		Modelo linear		Modelo não linear		Fator de comportamento - q	
		Exigência (D <sub>i</sub> )	Capacidade (C <sub>i</sub> )	Exigência (D <sub>i</sub> )	Capacidade (C <sub>i</sub> )	Exigência (D <sub>i</sub> )	Capacidade (C <sub>i</sub> )
Tipo de elemento ou Mecanismo	Dúctil	Aceitação do modelo linear (relação $\rho_i = D_i / C_i$ ) <sup>a)</sup>		Na análise, usar valores médios das propriedades no modelo.	Usar valores médios das propriedades divididas por CF <sup>(b)</sup> e pelos fatores parciais de segurança no cálculo da resistência.	Da análise	Usar valores médios das propriedades <u>divididas</u> por CF <sup>(b)</sup> e pelos fatores parciais de segurança no cálculo da resistência.
		Da análise, com valores médios	Em termos de Resistência. Valores médios				
		Verificações (Se o modelo linear for aceite)					
		Da análise	Em termos de deformação. Usar valores médios <u>divididos</u> por CF <sup>(b)</sup> .				
	Frágil	Verificações (Se o modelo linear for aceite)				De acordo com o EC8 – Parte 1	
		Se $\rho_i \leq 1$ :	Em termos de resistência. Usar valores médios <u>divididos</u> por CF <sup>(b)</sup> .				
		Da análise Se $\rho_i > 1$ : Do equilíbrio com a resistência do elemento dúctil. Usar valores médios <u>multipli-</u> <u>cados</u> por CF <sup>(b)</sup> .					

<sup>(a)</sup> É introduzida a relação  $\rho_i = D_i/C_i$  que deve ser calculada para todos os elementos dúcteis, sendo  $D_i$  a exigência resultante da análise usando valores médios das propriedades dos materiais no modelo.  $C_i$  é o esforço resistente com base em valores médios das propriedades dos materiais, não afetados pelo fator de confiança (Appleton & Saraiva, 2006). De entre todos estes valores deve proceder-se à seleção do  $\rho_{\min}$  e do  $\rho_{\max}$  e realizar as seguintes verificações:

$$\rho_{\min} > 1 \text{ e } \rho_{\max}/\rho_{\min} < 2 \text{ a } 3.$$

Estas verificações permitem assegurar que todos os elementos dúcteis se encontram a funcionar em regime plástico e que a formação das rótulas plásticas ocorre em períodos não muito desfasados no tempo (Appleton & Saraiva, 2006).

<sup>(b)</sup> Fator de confiança.

#### 2.3.4.3. Verificações de segurança

##### Estado limite de quase colapso (“Near Collapse”)

No estado limite de quase colapso, a capacidade baseia-se na definição das deformações últimas para os elementos dúcteis, e em esforços últimos para os elementos frágeis. A deformação última à flexão é avaliada em termos de capacidade de rotação da corda ( $\Theta_{um}$ ), de acordo com a expressão (2) (Eurocode8-3, 2005). Na fig. 4 apresenta-se o significado da rotação da corda para dois exemplos com condições de apoio distintas.

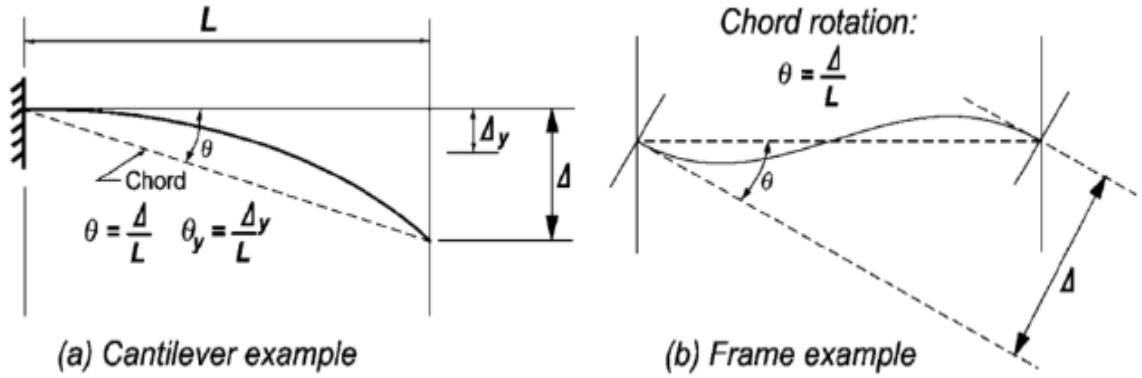


Fig. 4 - Rotação da corda: (a) consola e (b) pórtico [Adaptado de (Niroomandi et al., 2015)].

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^v) \left| \frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} \times f_c \right|^{0.225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha \rho_x \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (2)$$

Onde:

$\gamma_{el}$ : Fator igual a 1.5 para elementos sísmicos primários e a 1.0 para elementos sísmicos secundários;

$h$ : Profundidade da secção transversal;

$L_v$ : Rácio entre o momento e o esforço de corte na secção de extremidade do elemento;

$v$ :  $v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$  ( $N$  é o esforço axial positivo de compressão e  $b$  é a largura da zona comprimida);

$\omega$ : Taxa mecânica de armadura de tração;

$\omega'$ : Taxa mecânica de armadura de compressão;

$f_c$ : Resistência à compressão média do betão dividida pelo fator de confiança;

$f_{yw}$ : Tensão de cedência média da armadura transversal dividida pelo fator de confiança;

$\rho_{sx}$ :  $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot S_h)$  ( $A_{sx}$  é a armadura transversal paralela à direção  $x$  do carregamento e  $S_h$  é o espaçamento entre estribos);

$\rho_d$ : Rácio do aço de reforço diagonal;

$\alpha$ : Fator da eficácia do confinamento.

A capacidade relativa aos esforços últimos ( $V_R$ ) é calculada de acordo com a expressão (3) (Eurocode8-3, 2005).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \times \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \times \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \times \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \times \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (3)$$

Onde:

$\gamma_{el}$ : Fator igual a 1.15 para elementos sísmicos primários e a 1.0 para elementos sísmicos secundários;

$h$ : Profundidade da secção transversal;

$x$ : Profundidade da zona comprimida;

$N$ : Esforço axial positivo de compressão;

$L_v$ : Rácio entre o momento e o esforço de corte na secção de extremidade do elemento;

$A_c$ : Área da secção transversal;

$f_c$ : Resistência à compressão média do betão dividida pelo fator de confiança e pelo fator parcial do betão;

$\rho_{tot}$ : Razão de armadura longitudinal total;

$\mu_{\Delta}^{pl}$ : Exigência de ductilidade (em deslocamento);

$V_w$ : Contribuição da armadura de esforço transversal para a resistência ao corte.

### **Estado limite de danos significativos (“*Significant Damage*”)**

No estado limite de danos significativos, a análise da capacidade baseia-se nas deformações relacionadas com os danos para os elementos dúcteis, e em esforços estimados conservativamente para os elementos frágeis. As deformações são avaliadas em termos de rotação da corda,  $\Theta_{sd}$ , que pode ser assumido como  $\frac{3}{4}$  de  $\Theta_{um}$ . Relativamente aos esforços de corte, a verificação não é requerida, desde que se verifiquem os estados limites de quase colapso, danos significativos e limitação de danos.

### **Estado limite de limitação de danos (“*Damage Limitation*”)**

No estado limite de limitação de danos, a análise da capacidade baseia-se em esforços de cedência para todos os elementos estruturais, dúcteis ou frágeis. A capacidade das paredes de enchimento relaciona-se com a capacidade média de deslocamento entre pisos. Neste caso, a verificação ao corte também não é requerida, desde que se verifiquem os estados limites de quase colapso, danos significativos e limitação de danos.

## **2.4. MÉTODOS DE ANÁLISES LINEARES E NÃO LINEARES**

Para procurar compreender as principais diferenças entre os métodos de análise lineares e não lineares proceder-se-á primeiro a uma reflexão sobre o comportamento não linear do betão armado, baseado no trabalho de Guerreiro (Guerreiro).

Dimensionar estruturas que serão, no seu período de vida útil, sujeitas a movimentos sísmicos em regime linear não é viável por questões económicas e práticas. Assim, admitem-se dimensionamentos para esforços resistentes inferiores aos atuantes (exceto para algumas estruturas, como barragens ou centrais nucleares), tirando-se partido do comportamento não linear dos materiais, nomeadamente da sua ductilidade e da capacidade para dissiparem energia.

Esta possibilidade de tirar partido do comportamento não linear dos materiais provém do facto da ação sísmica corresponder a picos de força impostos de forma rápida e pontual para os quais a estrutura não

tem que resistir em permanência, desde que tenha capacidade para se deformar para além da cedência sem perda significativa da sua capacidade resistente durante o curto intervalo de tempo em que essas forças atuam. Para compreender o que atrás é referido, observe-se a fig. 5 que representa um oscilador de 1 G. L. com comportamento não linear; o facto de o oscilador experimentar um deslocamento superior ao deslocamento de cedência ( $\delta_y$ ) só implica o seu colapso se não possuir capacidade de deformação estável para além da cedência.

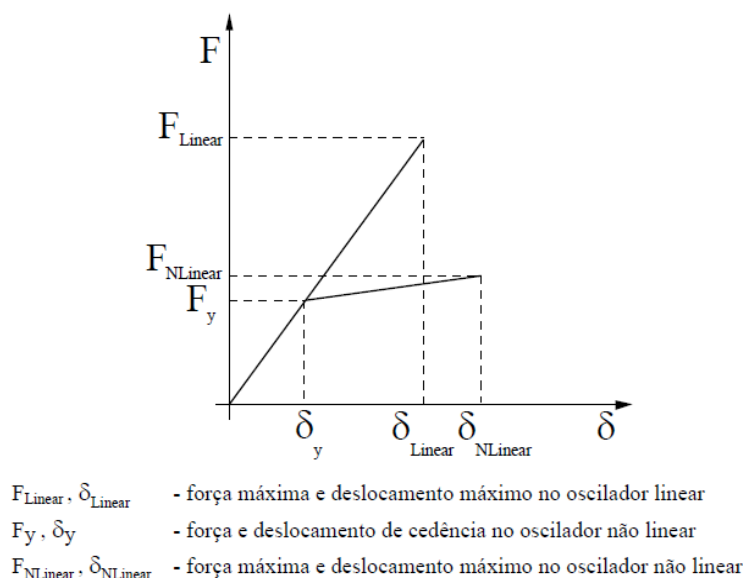


Fig. 5 – Comportamento não linear de um oscilador de 1G.L. [Fonte: (Guerreiro)].

No EC8 – Parte 1 são apresentados métodos de análise lineares e não lineares. Os métodos lineares, contrariamente aos não lineares, não consideram diretamente o comportamento não linear dos materiais. Segundo o EC8 – Parte 1, esse comportamento é introduzido procedendo à redução das grandezas dos esforços obtidos nas análises lineares através de um fator denominado por coeficiente de comportamento. Na fig. 5 representa-se esse coeficiente de comportamento como a relação entre a  $F_{linear}/F_{NLinear}$ , ou a relação  $\delta_{Linear}/\delta_{NLinear}$ . Para além desta relação, o coeficiente de comportamento depende também de outros parâmetros como: a ductilidade, a capacidade de dissipação de energia e o grau de admissibilidade de exploração da ductilidade.

Finalizada esta introdução à exploração do comportamento não linear dos materiais, passar-se-á a apresentar os métodos de análise previstos no EC8. Como métodos de análise elástica linear, são referidos o método das forças laterais e a análise modal por espectro de resposta. Relativamente aos métodos não lineares, refere-se a análise estática não linear (“Pushover”) e a análise dinâmica temporal não linear. Salienta-se que os métodos não lineares permitem respostas que se consideram mais próximas da realidade quando comparadas com as obtidas pelos métodos lineares (Bhatt, 2011). Os métodos não lineares são hoje de aplicação mais acessível devido aos grandes avanços ao nível dos programas de cálculo estrutural disponíveis.

Neste trabalho, o método estático não linear será abordado com mais detalhe, uma vez que é o método de análise com mais impacto no presente trabalho.

Fajfar (Fajfar, 1998), num *workshop* realizado em Bled, Eslovênia, refere que os procedimentos correntes usados para o dimensionamento dos edifícios à ação sísmica, têm sido desenvolvidos com base em conceitos evolutivos e na observação do comportamento dos edifícios, procurando que a sua formulação satisfaça as necessidades dos projetistas. No entanto, quando se seleciona o método de ava-

liação mais apropriado, deve ter-se em conta que estão envolvidas grandes incertezas na descrição dos dados dos sismos e na determinação da resistência e capacidade de deformação dos elementos e estruturas.

#### 2.4.1. MÉTODO ESTÁTICO LINEAR POR FORÇAS LATERAIS

O método estático linear por forças laterais considera as propriedades elásticas dos materiais e a simulação da ação sísmica através da aplicação de forças estáticas na estrutura para a determinação dos esforços e deslocamentos equivalentes. Como esta consideração elástica das propriedades não traduz corretamente a resposta da estrutura ao sismo, é introduzido o coeficiente de comportamento que, tal como se referiu anteriormente, permite de alguma forma ter em conta os efeitos não lineares (Serra, 2008). Este é um método que pode ser utilizado para estruturas regulares em altura e que exibem predominância do modo fundamental de vibração.

#### 2.4.2. MÉTODO DA ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA

A análise modal por espectro de resposta pode ser utilizada em qualquer edifício, independentemente da sua regularidade estrutural, podendo ser aplicada a modelos planos ou espaciais e tem por base o comportamento elástico linear dos materiais. Consiste na resolução de equações de movimento para a ação de uma aceleração espectral, transformando a estrutura com vários graus de liberdade em várias estruturas de um grau de liberdade em correspondência com cada um dos modos de vibração da estrutura original. Os valores máximos das respostas correspondentes a cada modo de vibração são posteriormente combinados através de metodologias de combinação, nomeadamente da Combinação Quadrática Completa, CQC, ou da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados, RQSQ (Serra, 2008). De salientar que, tal como a anterior, esta análise considera os efeitos não lineares de forma aproximada através do coeficiente de comportamento. Neste caso, deve utilizar-se o espectro de resposta de cálculo.

#### 2.4.3. MÉTODO ESTÁTICO NÃO LINEAR OU “PUSHOVER”

De um modo geral, o método estático não linear, vulgarmente designado por “*pushover*”, consiste numa sequência de análises estáticas considerando o comportamento não linear dos materiais e dos elementos. São aplicadas na estrutura cargas gravíticas e cargas horizontais incrementais com uma determinada configuração e que representam a ação sísmica (forças ou deslocamentos) (Bhatt, 2007). As cargas horizontais são aplicadas até que os primeiros elementos entrem em cedência, registando-se o valor da força de corte da base e o deslocamento no ponto de controlo, normalmente correspondente a um ponto no topo do edifício. Posteriormente, as cargas horizontais são incrementadas até que outros elementos entrem em cedência, procedendo-se novamente aos registos. Por outras palavras, são aplicadas cargas horizontais progressivas na estrutura que irão provocar deformações evolutivas até que se atinge o colapso da estrutura (Serra, 2008). Um dos objetivos desta análise é obter a curva de capacidade resistente da estrutura, ou seja a relação entre o corte basal (força total horizontal aplicada) e o deslocamento no ponto de controlo.

Existem análises não lineares estáticas (“*pushovers*”) convencionais e adaptativas. As convencionais baseiam-se na aplicação de cargas laterais crescentes, mas com distribuição constante, i.e. que não têm em conta a acumulação de danos e, consequentemente, a modificação dos parâmetros modais (Bhatt, 2011). Segundo Bhatt (Bhatt, 2011), este facto motivou o aparecimento dos métodos adaptativos. Neste caso, os vetores de carga são atualizados em cada etapa da análise por forma a representar a degra-

dação progressiva da rigidez, como se verá posteriormente. Na tabela 4, apresentam-se algumas das principais vantagens e desvantagens da análise *pushover*.

Tabela 4 - Vantagens e desvantagens da análise *pushover*.

Vantagens	Desvantagens
A avaliação e o projeto sísmico são baseados no controlo das deformações da estrutura, através da aplicação de forças. Vários estudos indicam que este é o melhor procedimento, uma vez que é o que se aproxima mais da resposta dinâmica na situação da máxima exigência (Elnashai, 2001).	Admite que a deformada da estrutura não varia ao longo do tempo (O EC8 sugere 2 distribuições de forças laterais) (Bento, 2003).
As curvas de capacidade permitem identificar a distribuição de danos ao longo da estrutura durante o sismo, dando informações importantes sobre os primeiros elementos estruturais que entram em regime não linear, permitindo verificar se a estrutura consegue dissipar a energia de forma correta (Bhatt, 2011).	Não é adequado para estruturas altas com frequências baixas (Bento, 2003).
A consideração do comportamento não linear das estruturas proporciona respostas mais próximas da realidade, quando comparadas com a abordagem do coeficiente de comportamento (Bhatt, 2011).	Segundo Krawinkler (Krawinkler & Seneviratna, 1998), estas análises podem, eventualmente, detetar apenas o primeiro mecanismo local, podendo não expor outras fragilidades que iriam ser criadas aquando da mudança das características dinâmicas da estrutura após a formação desse primeiro mecanismo local.
Expõe fragilidades do dimensionamento que não são identificadas nas análises elásticas, nomeadamente: mecanismos de piso, deformações excessivas, irregularidade de resistência e cargas excessivas em elementos potencialmente frágeis, como pilares e ligações (Krawinkler e Seneviratna, 1998).	

### Aplicações convencionais

O estudo de Antoniou (Antoniou & Pinho, 2004) conclui que, em aplicações convencionais, a metodologia que melhor traduz a resposta real é a baseada em forças. Considera irrealista esperar que a relação entre os deslocamentos em cada dois pisos sucessivos se mantenha constante durante toda a deformação estrutural, isto porque as deformações tendem a ser mais uniformemente distribuídas no domínio elástico, enquanto que na fase pós-cedência se concentram em zonas de formação de rótulas plásticas.

Para confirmar este resultado Antoniou (Antoniou & Pinho, 2004) realizou três análises diferentes num edifício de 8 andares.

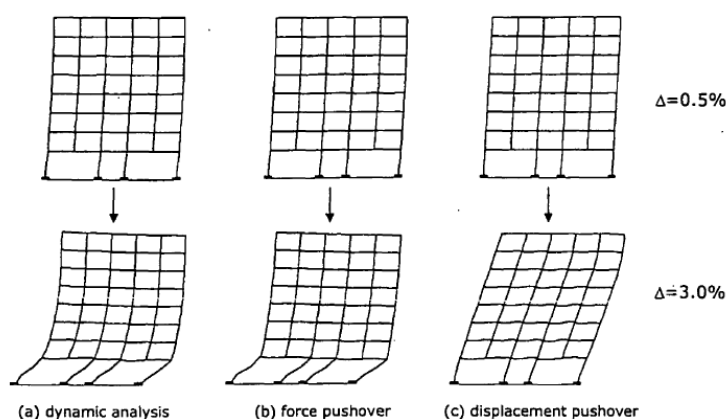


Fig. 6 – Deformadas de um edifício com 8 andares; (a) análise dinâmica; (b) distribuição convencional triangular baseada em forças; (c) distribuição convencional triangular baseada em deslocamentos [Fonte: (Antoniou & Pinho, 2004)].

Como se observa na fig.6, numa fase elástica ( $drift = 0,5\%$ ) os deslocamentos tendem a ser uniformemente distribuídos, não existindo grandes discrepâncias entre as diferentes análises. Contudo, no domínio inelástico ( $drift = 3\%$ ) os deslocamentos são consideravelmente maiores nos locais onde há formação de rótulas plásticas (no caso da fig.6, ao nível do piso térreo). Este último facto não é tido em conta na análise (c), o que permite constatar que a melhor tradução da resposta real é a baseada em forças. Estas diferenças são também visíveis nas curvas de capacidade (fig.7), também apresentadas neste estudo (Antoniou & Pinho, 2004).

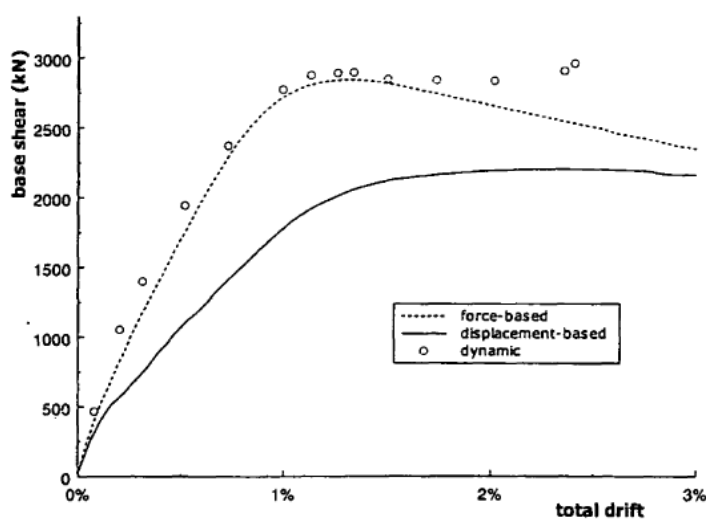


Fig. 7 – Curva de capacidade para as diferentes análises [Fonte: (Antoniou & Pinho, 2004)].

### Aplicações adaptativas

De acordo, com Bhatt (Bhatt, 2007), as aplicações adaptativas procuram ter em conta a deformação que vai ocorrendo com o aumento da carga através da atualização da rigidez ao longo da progressão dos danos, permitindo uma resposta mais realista. Em particular, atualiza-se a distribuição de cargas laterais durante o processo de análise, em conformidade com a deformada modal e os fatores de participação modal definidos, por sua vez, em cada passo por uma análise modal (Furtado, 2013). Assim, esta análise tem em conta a degradação da resistência dos edifícios e as alterações das forças de inércia devido à amplificação espectral (Antoniou & Pinho, 2004). De todos os tipos de aplicações que existem



para a análise *pushover*, estas são as que melhor traduzem o comportamento real da estrutura, ou seja que proporcionam repostas mais próximas das respostas dinâmicas não lineares.

#### 2.4.3.1. Procedimento da análise estática não Linear (“*pushover*”) na perspectiva do EC8

Existem vários métodos de análise estática não linear, sendo um deles apelidado de “Método N2”. Este método utiliza *pushovers* convencionais associados à aplicação de forças, sendo o método de referência do EC8. Posto isto, seguidamente expõem-se os passos para a aplicação deste método.

##### **Passo 1:** Modelação estrutural

Os edifícios que não cumpram o requisito de regularidade em planta devem ser analisados por meio de modelos estruturais espaciais, podendo efetuar-se duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas numa só direcção. Para edifícios regulares em planta, a análise poderá ser realizada por aplicação em dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal (Eurocódigo8-1, 2010).

A modelação da estrutura deve ter em conta o comportamento não linear de todos os elementos estruturais, definindo-se para isso as relações Momento – Curvatura/Rotação nas extremidades de todas as vigas e pilares (Bento, 2003), por exemplo.

##### **Passo 2:** Definição da ação sísmica no formato aceleração–deslocamento (Bhatt, 2007)

Determina-se o espectro no formato ADRS (“*Acceleration Displacement Response Spectrum*”) onde os valores espectrais das acelerações são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento através da seguinte relação:

$$S_{ae} = \omega^2 \times S_{de} = \frac{4\pi^2 \times S_{de}}{T^2} \quad (4)$$

Onde:

$S_{ae}$ : Espectro de resposta elástico de aceleração;

$S_{de}$ : Espectro de resposta elástico de deslocamento;

$\omega$ : Frequência angular;

T: Período.

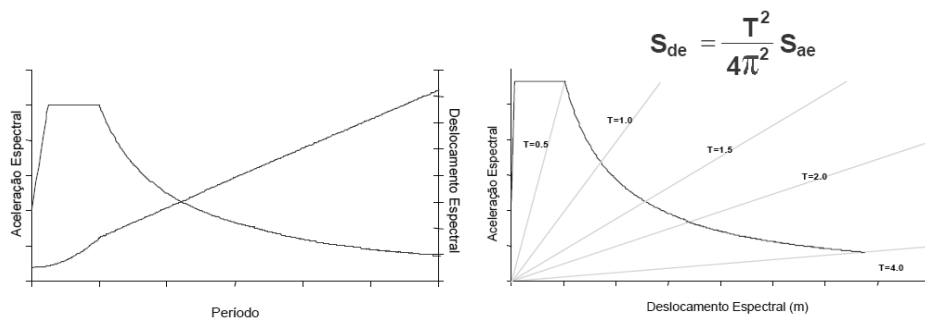


Fig. 8 – Obtenção do Espectro Acelerações–Deslocamentos [Adaptado de (Bento, 2003)].

**Passo 3: Definição da curva de capacidade resistente da estrutura****Cargas laterais**

O EC8 recomenda o uso de pelo menos 2 distribuições de cargas laterais que irão representar a ação sísmica equivalente:

- Carregamento do tipo “uniforme”: forças laterais aplicadas nos nós proporcionais à massa, independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);
- Carregamento do tipo “modal”: forças proporcionais à forma do modo de vibração. Neste caso a força ao nível de cada piso é definida segundo a seguinte expressão:

$$F_i = p \times m_i \times \phi_i \quad (5)$$

Onde:

$F_i$ : Força ao nível do piso  $i$ ;

$p$ : Fator incremental;

$m_i$ : Massa do piso  $i$ ;

$\phi_i$ : Componente  $i$  do modo condicionante.

As cargas laterais devem ser aplicadas nos locais de modelação das massas. Deve considerar-se a excentricidade accidental para ter em conta os efeitos accidentais de torção baseados na incerteza da localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, deslocando-se o centro de massa em cada piso de  $\pm 0.05 L_i$  em relação à sua posição nominal (Eurocódigo8-1, 2010).

**Curva de Capacidade**

É definida como a relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo (de topo) variável entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento alvo. Esta curva fornece informações importantes sobre a resistência global e a capacidade de deformação da estrutura (Elnashai, 2001). É definida aumentando monotonicamente uma das distribuições de forças laterais, procedendo-se ao registo do deslocamento no nó de controlo (no topo do edifício) e da força de corte na base até que o desempenho requerido seja atingido (Bento, 2003) e (Bhatt, 2007).

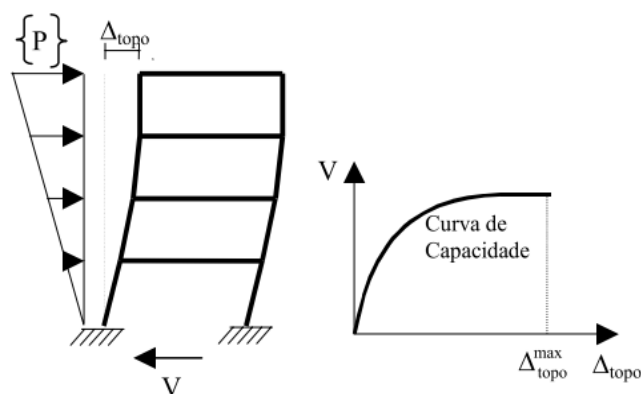


Fig. 9 – Curva de capacidade [Adaptado de (Bento, 2003)].

**Passo 4:** Definição do sistema equivalente de 1 G.L.

**Transformação do sistema de N graus de liberdade num sistema de 1 G.L. equivalente**

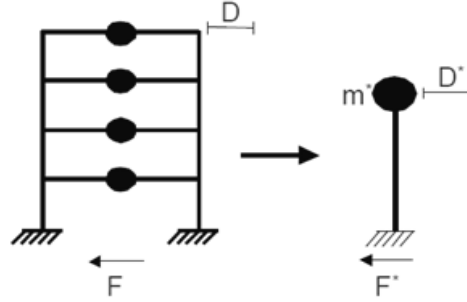


Fig. 10 – Passagem de um sistema com N graus de liberdade para um sistema equivalente de 1 G.L. [Adaptado de (Bento, 2003)].

Massa equivalente no sistema de 1 G.L. ( $m^*$ ):

$$m^* = \sum m_i \times \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (6)$$

Onde:

$m_i$ : Massa por piso;

$\phi_i$ : Padrão de deslocamentos normalizados de tal modo que no nó de controlo  $\phi=1$ ;

Coefficiente de transformação ( $\Gamma$ ):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \frac{\bar{F}_i^2}{m_i}} \quad (7)$$

A força de corte na base ( $F^*$ ) e o deslocamento do nó de controlo ( $d^*$ ) no sistema de 1 G.L. equivalente são dados pelas seguintes expressões:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (8)$$

$$d^* = \frac{D_{topo}}{\Gamma} \quad (9)$$

Onde  $F_b$  e  $D_{topo}$  representam a força basal e o deslocamento do nó de controlo obtidos da curva de capacidade anteriormente descrita.

### Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

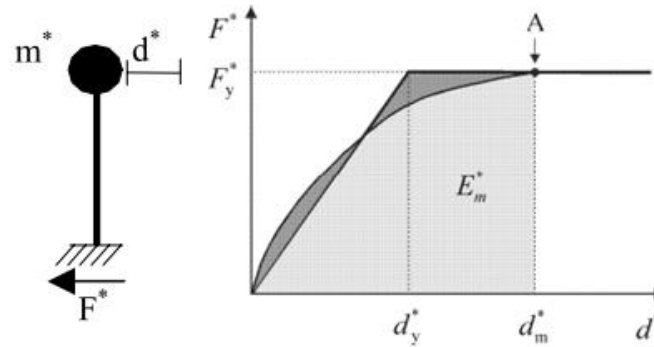


Fig. 11 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [Adaptado de (Bento, 2003) e (Eurocódigo8-1, 2010)].

Onde:

$F_y^*$ : é a força de cedência que representa a resistência última do sistema idealizado; corresponde à força de corte na base para a formação do mecanismo plástico;

$d_m^*$ : deslocamento correspondente à força de cedência ( $F_y^*$ )

$E_m^*$ : é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico;

A: Ponto de formação do mecanismo plástico;

$d_y^*$ : O deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado com 1 G.L., é dado por:

$$d_y^* = 2 \times \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (10)$$

### Determinação do período do sistema idealizado equivalente com 1 G.L. ( $T^*$ )

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (11)$$

**Passo 5:** Determinação do deslocamento alvo para o sistema de 1G.L. equivalente

**Para um comportamento elástico ilimitado o deslocamento alvo da estrutura ( $d_{et}^*$ ) é obtido por:**

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (12)$$

Onde:

$S_e(T^*)$ : Valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período  $T^*$ .

**Para estruturas de baixo período e para estruturas com períodos médios a longos:**

- $T^* < T_C$  (períodos curtos)

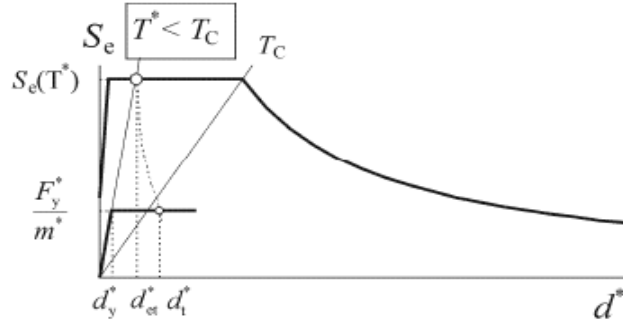


Fig. 12 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com 1 G.L. para períodos curtos [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].

Se  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica e, portanto:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (13)$$

Se  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , a resposta é não linear e:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \times \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (14)$$

Onde:

$q_u$ : É a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado  $S_e(T^*)$  e na estrutura com resistência limitada a  $F_y^*/m^*$ .

$$q_u = \frac{S_{et}(T^*) \times m^*}{F_y^*} \quad (15)$$

Nota: Não é necessário tomar  $d_t^*$  com valor superior a  $3d_{et}^*$ .

- $T^* \geq T_C$  (Períodos médios e longos)

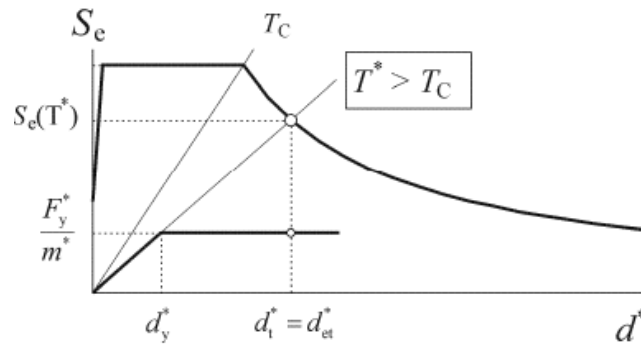


Fig. 13 - Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente com 1 G.L. para períodos médios e longos [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].

Neste caso:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (16)$$

**Passo 6:** Desempenho sísmico da estrutura com N graus de liberdade

**Determinação do deslocamento alvo para o sistema com vários graus de liberdade ( $d_t$ )**

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (17)$$

Como é sugerido no EC8, deverá avaliar-se o comportamento da estrutura para 150% do deslocamento alvo anteriormente definido para o sistema de N graus de liberdade. Este comportamento deverá verificar essencialmente os esforços transversos resistentes, a limitação de deslocamentos relativos entre pisos e a formação de rótulas plásticas.

### Coeficiente de sobre-resistência

O coeficiente de sobre-resistência é determinado pela análise “pushover” e representa a relação entre o valor pela qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar um número suficiente de rótulas plásticas que provoque o mecanismo plástico global da estrutura ( $\alpha_u$ ), e o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura ( $\alpha_1$ ). Deverá utilizar-se o menor dos valores obtidos desta análise para o valor do coeficiente de sobre-resistência (Eurocódigo8-1, 2010). Na fig.14 é possível compreender a grandeza deste coeficiente.

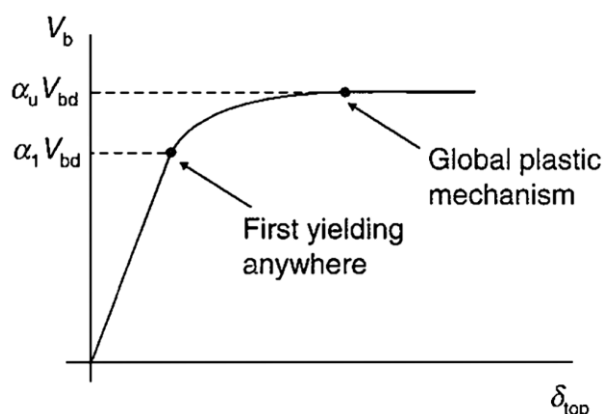


Fig. 14 – Definição do Coeficiente de sobre-resistência [Fonte: (Costa, 2011)].

### Mecanismo Plástico

Deve ser determinado o mecanismo plástico para as duas distribuições de carga lateral aplicadas. Estes mecanismos plásticos deverão estar em conformidade com os mecanismos nos quais se baseia o coeficiente de comportamento usado no projeto (Eurocódigo8-1, 2010).

### Método de cálculo dos efeitos de torção

Esta análise estática não linear realizada com a distribuição de forças referida poderá subestimar, significativamente, as deformações do lado rígido/mais resistente (que sofre deslocamentos horizontais menores do que os do lado oposto, sob a ação de forças horizontais estáticas paralelas a este lado), de uma estrutura torsionalmente flexível, ou seja uma estrutura cujo primeiro ou o segundo modo de vibração seja predominantemente de torção. Para acomodar estas possíveis subestimações, aos deslocamentos do lado rígido/mais resistente deve ser associado um coeficiente de amplificação, baseado numa análise elástica modal do modelo espacial. Caso tenham sido aplicados dois modelos planos, os efeitos de torção poderão ser calculados de forma análoga ao apresentado nos métodos lineares estáticos e dinâmicos (Eurocódigo8-1, 2010).

#### 2.4.4. MÉTODO DINÂMICO TEMPORAL NÃO LINEAR

O método dinâmico temporal não linear é em tudo semelhante à integração direta da análise dinâmica linear, mas agora introduzindo-se o comportamento não linear dos elementos, não sendo possível a utilização da sobreposição modal, uma vez que não é válido o princípio de sobreposição de efeitos. Segundo Serra (Serra, 2008), este método introduz diretamente o modelo histerético de comportamento material e considera a ação sísmica através de acelerogramas.

De acordo com Furtado (Furtado, 2013), esta é a abordagem mais natural e óbvia na obtenção da resposta estrutural face a um movimento sísmico. Apesar de exigir uma elevada capacidade computacional e disponibilidade de tempo para efetuar cada análise, este autor refere ainda que este tipo de análises é fundamental para validar os resultados das análises *pushovers*.

O método de análise temporal não linear dinâmica, que utiliza os movimentos do solo reais registados ou simulados, é de todos os métodos lineares e não lineares, o que melhor traduz a resposta real da estrutura (Fajfar, 1998).

## 2.5. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA NOS PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

Durantes muitas décadas as paredes de enchimento de alvenaria, sendo consideradas como elementos não estruturais, não eram contabilizadas para o dimensionamento, nem tidas em consideração para a resposta da estrutura (Syrmakezis & Vratsanou, 1986). A ocorrência de vários sismos em estruturas deste tipo demonstrou que estes elementos têm afinal um papel importante para a resposta estrutural. Como conclui Furtado (Furtado, Rodrigues e Arêde, 2014), os pórticos preenchidos com paredes de enchimento de alvenaria são sistemas estruturais bastante complexos que exibem um comportamento altamente não linear. Este facto torna as análises muito complicadas, e poderá explicar o porquê de no passado serem tidas em conta como elementos não estruturais, apesar da sua forte influência na resposta global da estrutura.

Diversos estudos (e.g. (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014) e (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014)) permitem concluir que as paredes de enchimento de alvenaria podem mudar drasticamente a resistência lateral, a rigidez e a capacidade de dissipação de energia das estruturas e proporcionar comportamentos frágeis que conduzem a alguns mecanismos a evitar, como se verá posteriormente.

É referido por Akhoundi (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014) que a contribuição das paredes de enchimento de alvenaria, quando inseridas num pórtico de betão armado, podem ter um impacto positivo ou negativo. Positivo quando existe uma melhoria da capacidade da estrutura para resistir a cargas laterais, isto é o sistema pórtico de betão armado com paredes de enchimento de alvenaria tem capacidade resistente a um sismo, contrariamente ao pórtico isolado que poderia não resistir. A contribuição negativa resulta essencialmente da possibilidade de criação de 2 mecanismos que conduzem a roturas locais ou globais da estrutura: mecanismo “*short column*” e mecanismo “*soft storey*”, respetivamente. Estas roturas podem, por exemplo, ter consequências pós-sismo ao nível de perdas humanas, induzir reparações ou reconstruções economicamente inviáveis e limitar a ocupação dos espaços.

### 2.5.1. MECANISMO “SOFT STOREY” E MECANISMO “SHORT COLUMN”

O mecanismo “*soft storey*” (ver fig. 16) ocorre tipicamente na presença de distribuições irregulares das paredes de enchimento. Um exemplo muito comum de estruturas onde pode ocorrer este tipo de mecanismo são os edifícios com rés-do-chão vazado (Furtado, 2013). Contudo, e segundo Akhoundi (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014), este tipo de mecanismo também poderá acontecer para distribuições regulares quando o movimento do solo é muito superior à exigência de projeto, a ductilidade do pórtico e dos elementos estruturais é baixa e as paredes de enchimento de alvenaria são relativamente fracas e frágeis.

O mecanismo “*short column*” (ver fig.16) ocorre, por exemplo, quando existem paredes de alvenaria de enchimento que se estendem num piso só até determinada altura do pilar, induzindo alturas do pilar livre reduzidas. Este facto provoca um aumento dos esforços transversos no pilar relativamente ao pilar completamente livre, podendo originar roturas por corte, ou conduzir à formação de rótulas plásticas prematuras no topo do pilar e à cota do topo da parede de alvenaria (Varum, 2003), tal como se pode verificar na fig.15.



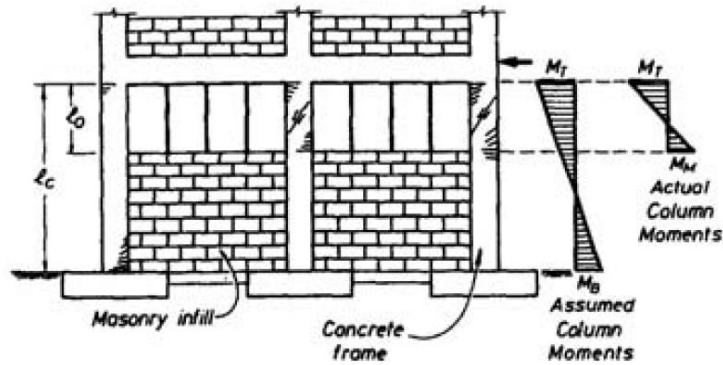


Fig. 15 – Mecanismo gerado pela interrupção da parede de alvenaria (Paulay & Priestley, 1992) [Fonte: (Varum, 2003)].



Fig. 16 - Mecanismo “soft storey” à esquerda [Fonte: (Sezen et al., 2003)] e Mecanismo “short column” à direita [Fonte: (Faison, Comartin & Ood, 2014)].

## 2.5.2. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

Para a modelação dos pórticos de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento existem duas propostas principais: a micro e a macro modelação.

A micro-modelação, de acordo com Furtado (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014), utiliza uma modelação mais detalhada através do método dos elementos finitos, proporcionando uma melhor avaliação do comportamento local. Permite obter o padrão de fendilhação, a carga última e os mecanismos de colapso. Contudo, este tipo de modelação exige um grande esforço computacional e necessita da caracterização de muitos parâmetros.

A macro-modelação, tendo em conta os estudos de Akhouni (Akhouni, Lourenço & Vasconcelos, 2014) e Furtado (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014), é mais simples do que a micro-modelação e permite uma melhor representação do comportamento global dos painéis de enchimento. Para esta modelação, a proposta mais simples será a de utilizar uma escora diagonal equivalente, transpondo para o modelo o comportamento típico de uma parede de alvenaria durante o sismo. Este comportamento é facilmente perceptível na fig. 17 na sequência do estudo conduzido por Akhouni (Akhouni, Lourenço & Vasconcelos, 2014).

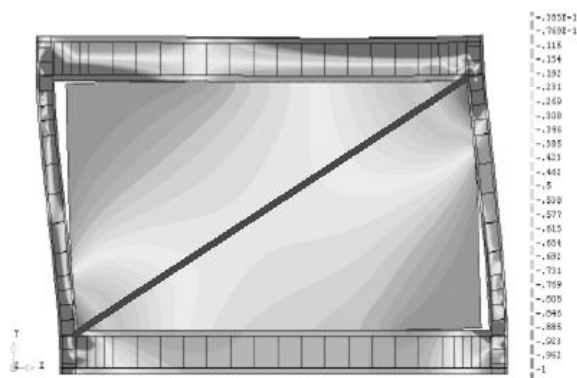


Fig. 17 - Escora diagonal equivalente [Adaptado de (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014)].

Apesar do modelo da escora diagonal equivalente representar de forma razoável o comportamento global da estrutura, têm sido propostas outras modelações, nomeadamente: modelações de dupla escora, tripla escora e até de quatro escoras. Este último modelo é abordado no estudo de Furtado (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014), sendo intitulado de macro-modelo global simplificado e foi inicialmente proposto por Rodrigues (Rodrigues, 2005).

O macro-modelo global simplificado (ver fig. 18) é um desenvolvimento do modelo de 2 diagonais, utilizando 4 escoras com comportamento rígido linear que suportam um elemento central onde se concentra o comportamento não linear. Esse comportamento não linear é caracterizado por uma curva monotónica com 5 ramos para cada direção do carregamento, e correspondentes regras histeréticas. Segundo Furtado (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014), este é um modelo mais apto a representar corretamente a resistência da alvenaria e a degradação da rigidez, bem como a dissipação de energia, considerando a interação da resistência e a degradação da rigidez em ambas as direções do carregamento.

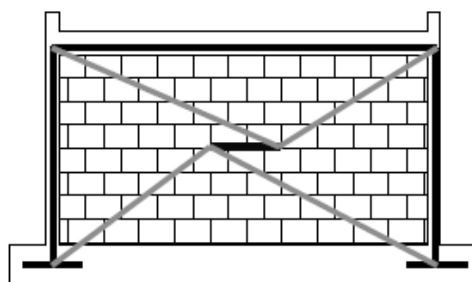


Fig. 18- Macro-Modelo global simplificado [Fonte: (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014)].

### 2.5.3. INFLUÊNCIA DAS ABERTURAS NAS PAREDES DE ENCHIMENTO

Diversos estudos têm sido realizados por forma a identificar a influência das aberturas, como por exemplo, janelas ou portas, no comportamento dos pórticos de betão armado com paredes de enchimento de alvenaria.

De acordo com Sortis (Sortis, Pasquale & Nasini, 1999), a presença de aberturas promove a redução da rigidez e da resistência estrutural. Além disso, promove o desenvolvimento de fendas prematuras nos cantos das aberturas que conduzem a uma degradação de rigidez para valores de carga inferiores àqueles que aconteceriam caso não existissem aberturas.

Para ter em conta este comportamento, alguns autores sugerem formas de cálculo da área das escoras diagonais com inclusão das aberturas.

Bertoldi (Bertoldi et al., 1994) formula uma proposta para a área da escora representativa de paredes com aberturas através da afetação da área inicial da escora por um coeficiente redutor,  $r_{ac}$ . Os parâmetros utilizados para a caracterização da redução da rigidez e da resistência incluídos neste coeficiente são: a razão entre a área de abertura e a área do painel ( $A_a$ ), a razão entre a largura da abertura e a largura do painel ( $A_c$ ) e o tipo de reforço na abertura. Refere ainda que a influência, em termos de comportamento estrutural, de uma abertura de um painel de enchimento deve ser considerada quando se verificarem as seguintes condições:  $A_a \leq 25\%$  e  $A_c \leq 40\%$ .

Smyrou (Smyrou & Pinho, 2006) sugere também a consideração das aberturas através da redução da área inicial da escora. Este autor mostra que para um dado painel de enchimento com aberturas de 15 a 30% em relação à área do painel, é possível obter boas previsões da resposta através da redução da área inicial da escora entre 30 e 50%, ou seja, somar à razão da área da abertura com a área do painel um valor entre 15 e 20%.

Como na presente dissertação se utilizará o programa de cálculo “*SeismoStruct*” (Seismosoft, 2014), no ponto seguinte descreve-se o modo como este programa realiza a modelação das paredes de enchimento.

#### 2.5.4. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA PERSPETIVA DO “SEISMOSTRUCT”

O *SeismoStruct* é um programa de análise estrutural de estruturas porticadas solicitadas por cargas estáticas ou dinâmicas. Inclui modelos de comportamento não-linear geométrico e material, e permite simular paredes de enchimento através da macro modelação referida anteriormente, ou seja como escoras diagonais com uma determinada área, rigidez, resistência e comportamento não linear (Crowley & Pinho, 2006), fig. 19.

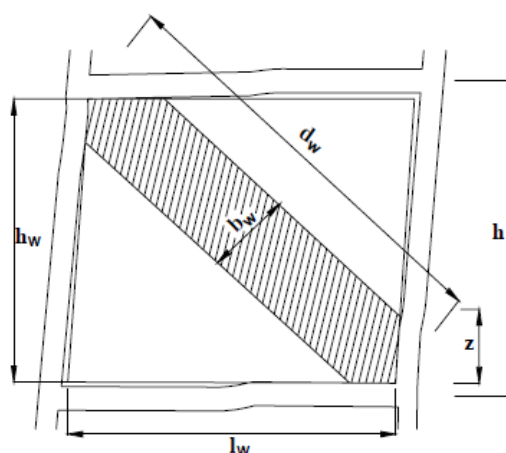


Fig. 19 – Configuração das propriedades geométricas da parede de enchimento (Paulay & Priestley, 1992) [Fonte: (Crowley & Pinho, 2006)].

No modelo implementado no *SeismoStruct*, e que foi proposto inicialmente por Crisafulli (Crisafulli, 1997), existem duas escoras diagonais paralelas em cada diagonal do painel que permitem a transmissão dos esforços axiais entre os dois cantos diagonais opostos (fig. 20 a)). Inclui também duas escoras

que atuam entre cada dois cantos opostos do painel para transferir os esforços de corte do topo para a base e que funcionam apenas em compressão, ou seja, a sua ativação/desativação estará dependente da deformação do painel (fig. 20 b)). A mola presente na fig. 20 b) reflete a importância da deformação e da força de corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural (Furtado, 2013).

Como se observa na fig. 20 a), existem 4 nós internos, “*internal*”, e 4 nós fictícios, “*dummy*”, localizados à distância  $h_z$  um do outro. Os 4 nós internos simulam os pontos de contacto entre a parede e os elementos de betão armado (fig.20 a)). Os 4 nós fictícios existem com o objetivo de contabilizar o comprimento de contacto entre o pórtico e o painel de enchimento.

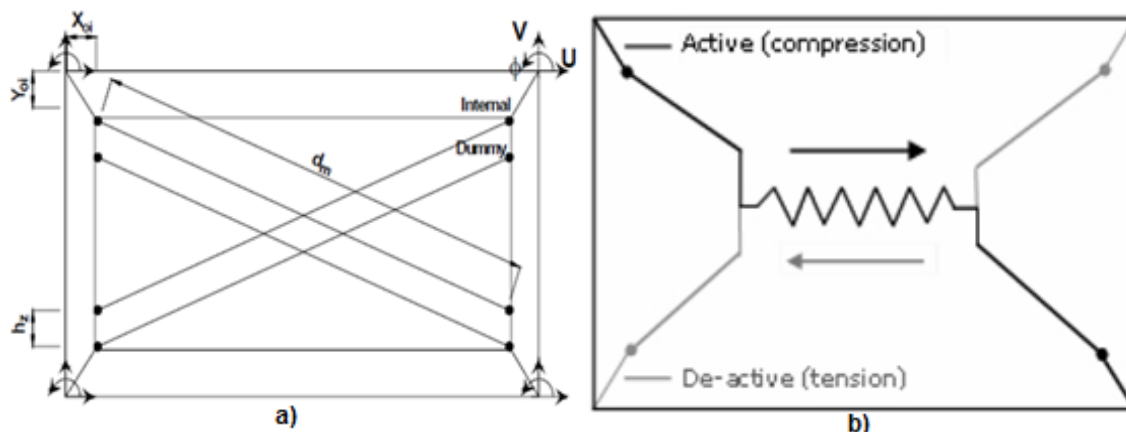


Fig. 20 – (a) Escoras comprimidas/tracionadas e (b) escora de corte [Adaptado de (Smyrou & Pinho, 2006)].

Os elementos referidos utilizam leis de comportamento distintas. As quatro escoras diagonais comprimidas/tracionadas utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli (Crisafulli, Carr & Park, 2000), e que se baseia em cinco leis que têm em conta a possibilidade de diferentes estados de carregamento (fig. 21 a)) (Furtado, 2013). A escora de corte utiliza um modelo de comportamento histerético bilinear (fig. 21 b)) (Furtado, 2013).

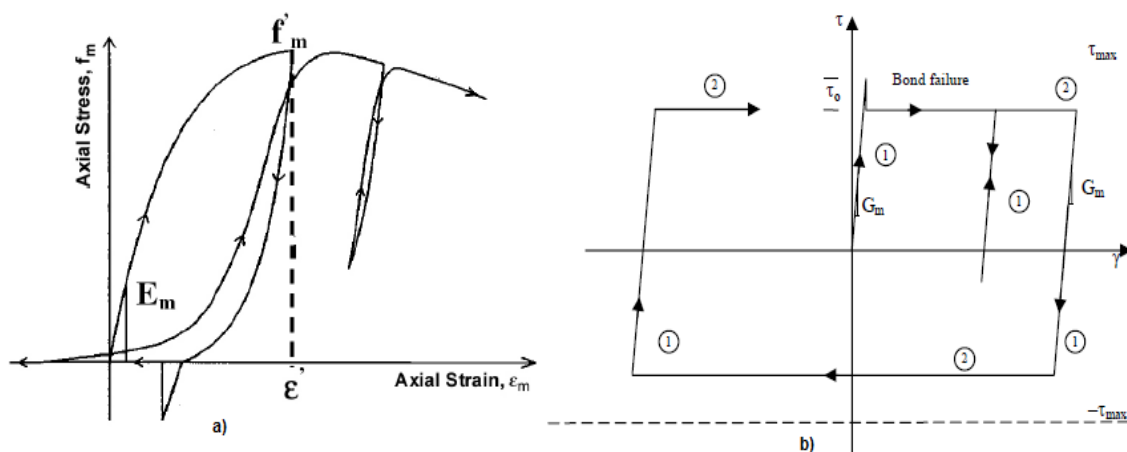


Fig. 21 – (a) Comportamento histerético das escoras de compressão e (b) das escoras de corte (Crisafulli, 1997) [Adaptado de (Smyrou e Pinho, 2006)].

#### 2.5.4.1. Parâmetros do Modelo

Neste modelo são adotados vários parâmetros que podem ser distinguidos como mecânicos, geométricos e empíricos. São propostos diversos valores para todos estes parâmetros, tal como se apresenta nas tabelas 5 e 6 adaptadas dos trabalhos desenvolvidos por Crowley (Crowley & Pinho, 2006) e Smyrou (Smyrou & Pinho, 2006).

#### Parâmetros mecânicos e geométricos

Tabela 5 - Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de enchimento.

Parâmetros		Valor/Fórmula	Referências
Mecânicos	Resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_{m\theta}$ )	$f_{m\theta} = \frac{f_n}{\sin \theta^2}$ $\theta$ : Ângulo da escora diagonal com a viga; $f_n$ : Resistência à compressão da alvenaria perpendicular às juntas de assentamento;	(Crisafulli, 1997)
	Resistência à tração ( $f_t$ )	0	(Smyrou & Pinho, 2006)
	Módulo de Elasticidade ( $E_m$ )	$400 f_{m\theta} < E_m < 1000 f_{m\theta}$	(Crisafulli, 1997)
	Resistência ao corte da ligação argamassa/tijolo ( $\tau_0$ )	0.3 – 0.6MPa 0.1 – 1.5MPa 0.1 – 0.7MPa	(Hendry, 1990) (Paulay & Priestley, 1992) (Shrive, 1991)
	Coeficiente de fricção da ligação argamassa/tijolo ( $\mu$ )	0.1 – 1.2	(Sahlin, 1971) (Stöckl & Hofmann, 1988) (Hendry, 1990) (Paulay & Priestley, 1992)
	Máxima tensão de corte ( $\tau_{max}$ )	1MPa	(Smyrou & Pinho, 2006)
	Extensão para a máxima tensão ( $\epsilon_m$ )	0.002-0.005 (m/m) 0.0012 (m/m)	(Crisafulli, 1997) (Smyrou & Pinho, 2006)
	Extensão última ( $\epsilon_u$ )	$20\epsilon_m$ (m/m) 0.024 (m/m)	- (Smyrou & Pinho, 2006)
	Extensão de fecho ( $\epsilon_{cl}$ )	0 – 0.003 (m/m)	(Smyrou & Pinho, 2006)

Geométricos	Separação vertical entre escoras ( $h_z$ )	$h_z = \left( \frac{1}{3} \quad a \quad \frac{1}{2} \right) \times \frac{\pi}{2\lambda}$	(Stafford Smith, 1966)
	Rigidez relativa ( $\lambda$ )	$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}}$ <p> <math>E_c I_c</math> : Rigidez à flexão dos pilares;  <math>\theta</math>: Ângulo da escora diagonal com a viga;  <math>h_w</math>: Altura da parede enchimento (ver fig.19);  <math>t_w</math>: Espessura da parede de enchimento;  <math>E_m</math>: Módulo elasticidade da parede de enchimento. </p>	(Stafford Smith, 1966)
	Largura da escora diagonal ( $b_w$ )	$b_w = d_w/3$ <p><math>d_w</math> : Comprimento da diagonal da parede de enchimento (ver fig.19).</p>	(Holmes, 1961)
		<div>Não Fendilhado ("UnCracked")</div> <div> <math>\lambda h &lt; 7,85</math> <math display="block">b_w = \left( 0.748/\lambda h + 0.085 \right) \times d_w</math> </div>	(Decanini & Fantin, 1986)
		<div> <math>\lambda h &gt; 7,85</math> <math display="block">b_w = \left( 0.393/\lambda h + 0.130 \right) \times d_w</math> </div>	
		<div>Fendilhado ("Cracked")</div> <div> <math>\lambda h &lt; 7,85</math> <math display="block">b_w = \left( 0.707/\lambda h + 0.010 \right) \times d_w</math> </div>	(Decanini & Fantin, 1986)
		<div> <math>\lambda h &gt; 7,85</math> <math display="block">b_w = \left( 0.470/\lambda h + 0.040 \right) \times d_w</math> </div>	
		$b_w = 0.175 (\lambda h_w)^{-0.4} \times d_w$ <p>Proposta para análise e reabilitação de edifícios.</p>	(Klingner & Bertero, 1978)
		$b_w = \frac{0.95 h_w \cos(\theta)}{\sqrt{\lambda h_w}}$ <p> <math>\theta</math>: varia entre 25° e 50°.  Proposta para casos comuns de engenharia. </p>	(Liauw & Kwan, 1984)
		$b_w = d_w/4$	(Paulay & Priestley, 1992)
		$b_w = 0.2 \times d_w$ <p>(10 a 25% <math>d_w</math>)</p>	(Smyrou & Pinho, 2006) (Furtado, 2013)
	Área da escora sem aberturas	$A_{s1} = b_w t_w$	-
	Coeficiente redutor para aberturas	$r_{ac} = 0.78 \times e^{-0.322 \ln(A_a)} + 0.93 \times e^{-0.762 \ln(A_c)}$ <p> <math>A_a</math> : área abertura/área do painel <math>\leq 25\%</math>  <math>A_c</math> : largura abertura/largura do painel <math>\leq 40\%</math> </p>	(Bertoldi et al., 1994)
	% redutora para as aberturas	$A_a + 20\%$ (aproximadamente) $A_a$ : área abertura/área do painel	(Smyrou & Pinho, 2006)
	Espessura do painel de enchimento ( $t_w$ )	Igual á espessura do painel	-
	Distância $X_{0i}$ e $Y_{0i}$ (Fig. 20 a))	Varia, calculada através da geometria do pórtico.	-

### Parâmetros empíricos

Sob ações cíclicas, as regras histeréticas são controladas por alguns parâmetros adicionais que na sua generalidade representam a degradação de rigidez ( $\alpha$ ), o efeito de aperto ( $\beta$ ) e a degradação de resistência ( $\gamma$ ).

Tabela 6 - Parâmetros empíricos das paredes de enchimento.

Parâmetros Empíricos	Valores sugeridos [Adaptado de (Smyrou & Pinho, 2006)]	Valor limite (Crisafulli, 1997)
$\gamma_{un}$	1,5 – 2,5	$\geq 1$
$\alpha_{re}$	0,2 – 0,4	$\geq 0$
$\alpha_{ch}$	0,3 – 0,6	0,1 – 0,7
$\beta_a$	1,5 – 2,0	$\geq 0$
$\beta_{ch}$	0,6 – 0,7	0,5 – 0,9
$\gamma_{plu}$	0,5 – 0,7	0,0 – 1,0
$\gamma_{plr}$	1,1 – 1,5	$\geq 1$
$e_{x1}$	1,5 – 2,0	$\geq 0$
$e_{x2}$	1,0 – 1,5	$\geq 0$





# 3

## ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

### 3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as análises de sensibilidade realizadas para uma melhor compreensão do modelo numérico. Estas análises resultam também da necessidade de justificar algumas simplificações adotadas no modelo numérico e da incerteza de determinadas considerações.

### 3.2. LAJE ALIGEIRADA COM VIGOTAS PRÉ-ESFORÇADAS REPRESENTADA COMO DIAFRAGMA RÍGIDO

#### 3.2.1. ABORDAGEM

Uma das questões colocadas na modelação foi saber se as lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas poderiam representar um diafragma rígido. A abordagem desta questão passou pela modelação de estruturas simples representativas da estrutura global, umas com lajes rígidas e outras com lajes aligeiradas. Estas estruturas foram posteriormente sujeitas a análises *pushover* nas duas direções horizontais (XX e YY) por forma a obter as curvas de capacidade resistentes. A comparação entre as diferentes curvas de capacidade permitiram tirar as conclusões que são apresentadas a seguir.

#### 3.2.2. MODELOS UTILIZADOS

Modelaram-se 2 estruturas, cada uma com dois tipos de laje diferentes: aligeirada, ou rígida. Um dos modelos apresenta uma laje retangular com  $5 \times 10 \text{m}^2$  e o outro uma laje quadrangular com  $5 \times 5 \text{m}^2$  (ver fig. 22).

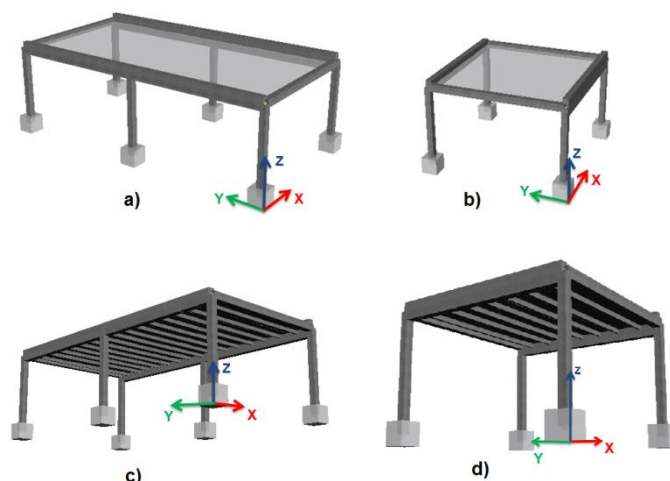


Fig. 22 – Tipos de modelos: a) Laje rígida com  $5 \times 10 \text{ m}^2$ ; b) Laje rígida com  $5 \times 5 \text{ m}^2$ ; c) Laje aligeirada com  $5 \times 10 \text{ m}^2$ ; d) Laje aligeirada com  $5 \times 5 \text{ m}^2$ .

### 3.2.2.1. Pilares e vigas

Os pilares e vigas considerados nestes modelos correspondem aos elementos indicados na planta do piso 1 do caso de estudo (ver fig. 36) entre os alinhamentos F,G,H, 7 e 8. As características destes elementos serão apresentadas no capítulo 4.

### 3.2.2.2. Laje rígida e laje aligeirada com vigotas pré-esforçadas.

A laje rígida foi modelada através da consideração de um diafragma rígido nas duas direções X e Y.

A solução encontrada para a representação da laje aligeirada com vigotas pré-esforçadas, foi a inclusão de uma secção transversal de betão armado em T espaçada de aproximadamente 600mm. A secção em T inclui em parte da alma as características das vigotas, e no banzo e restante parte da alma a lajeta de compressão. Apresentam-se na fig. 23 a secção da vigota, da lajeta de compressão e da secção equivalente adotada. A disposição das vigotas utilizadas nestes modelos (direção X) encontra-se representada na fig. 22 c) e d).

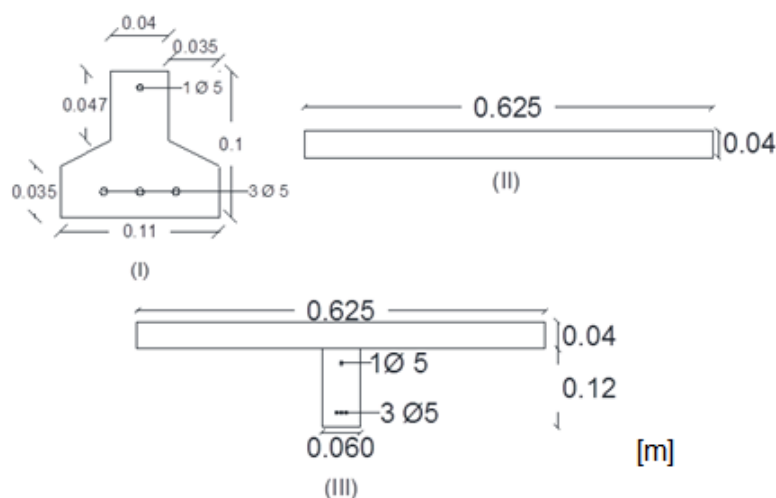


Fig. 23 - (I) Vigota, (II) lajeta de compressão e (III) Secção equivalente.

### 3.2.3. ANÁLISES *PUSHOVER* E RESULTADOS

Após a construção dos modelos, procedeu-se no programa *SeismoStruct* à realização das análises *pushover* convencionais. Aplicaram-se cargas laterais incrementais em ambas as direções XX e YY. Efetuadas as análises, traçaram-se as curvas de capacidade resistente que se apresentam nas fig. 24 e 25.

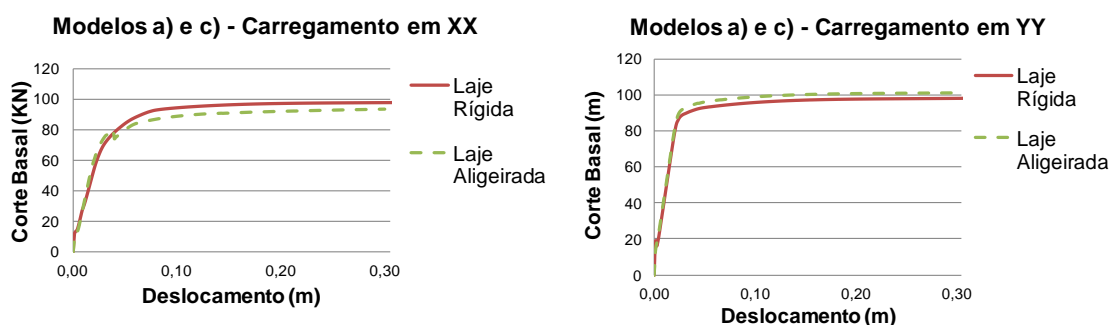


Fig. 24 – Curva de capacidade para os modelos a) e c) sob carregamento em X (esquerda) e em Y (direita).

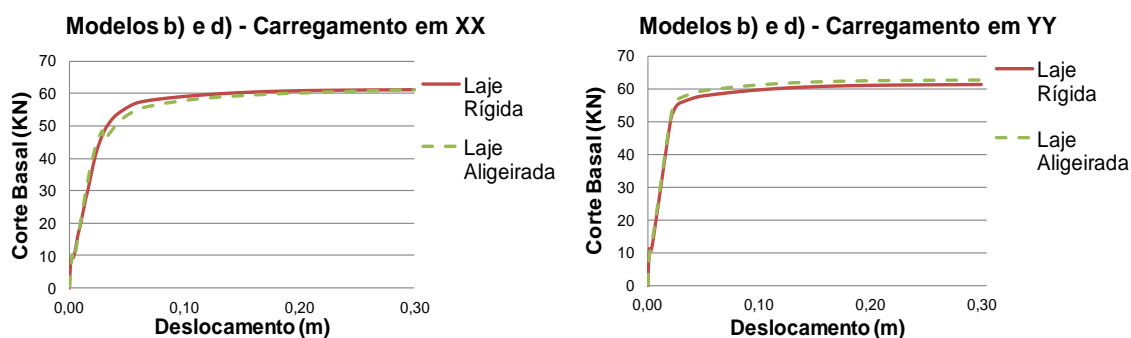


Fig. 25 - Curva de capacidade para os modelos b) e d) sob carregamento em X (esquerda) e em Y (direita).

### 3.2.4. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados pode-se concluir que, para os casos analisados, não existem grandes diferenças entre a resposta da estrutura com laje rígida, ou com laje aligeirada com vigotas pré-esforçadas. As diferenças existentes são, neste caso, desprezáveis, sendo que nesta modelação não foi incluída a contribuição da laje de compressão na direção perpendicular às vigotas que conferiria à laje rigidez adicional, e aproximaria ainda mais os resultados. Constata-se, assim, a proximidade dos comportamentos entre os dois tipos de laje.

## 3.3. COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

### 3.3.1. ABORDAGEM

Foi analisada a influência do comprimento da rótula plástica na resposta do modelo. Uma das razões pela qual é importante estudar o comprimento de rótula plástica resulta do facto que, à medida que a degradação da parede de enchimento progride, a escora muda de posição alterando os pontos de contacto com os pilares. Este comportamento é tido em conta através deste parâmetro, tal como é referido por Combescure (Combescure, 1996).

No programa *SeismoStruct*, o comprimento da rótula plástica é introduzido como uma percentagem do comprimento do elemento, sendo o valor de referência igual a 16.67%. Para procurar perceber a influência deste parâmetro na resposta da estrutura, testaram-se diversas percentagens do comprimento de rótula plástica: 5%, 10%, 16.67%, 20% e 25%.

### 3.3.2. ANÁLISES *PUSHOVER* E RESULTADOS

Efetuararam-se análises *pushover* na direção XX no modelo numérico a) da fig. 22, utilizando o programa *SeismoStruct*, e traçaram-se as curvas de capacidade resistente que se apresentam na fig. 26.

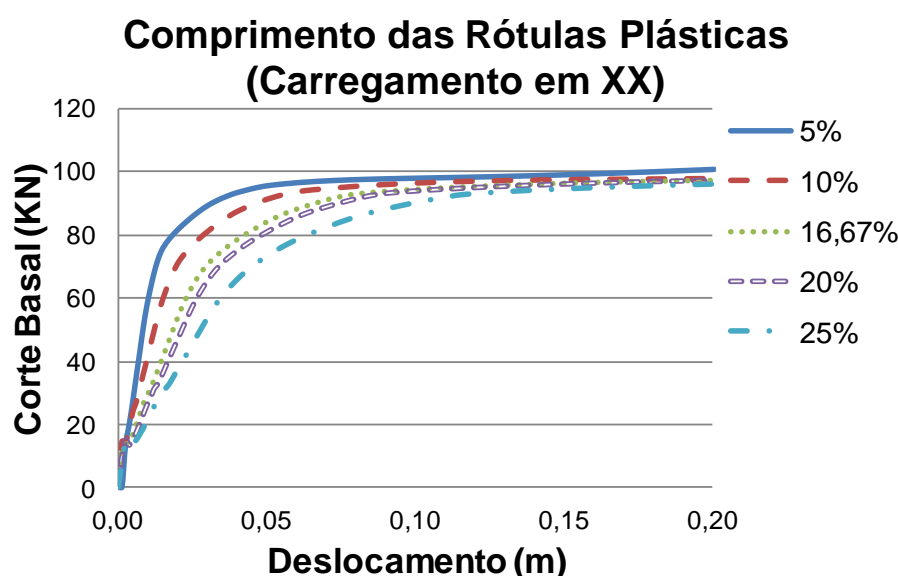


Fig. 26 – Curvas de capacidade para as várias percentagens de comprimento de rótula plástica.

### 3.3.3. CONCLUSÕES

Como se pode observar no gráfico da fig. 26, quanto maior é o comprimento da rótula plástica maior será o deslocamento até atingir-se a força de corte basal máxima. Este comportamento está associado à deformabilidade da estrutura, sendo que a principal diferença entre as várias simulações está no deslocamento que é mobilizado para que se atinja a mesma força de corte basal máxima. Não havendo elementos que sustentem a utilização de qualquer um dos valores utilizados em detrimento de outro, e como no presente trabalho se utilizará como programa de cálculo o *SeismoStruct*, optar-se-á o valor de referência do programa, 16.67%.

## 3.4. LARGURA DA ESCORA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

### 3.4.1. ABORDAGEM

Foi também realizada uma análise de sensibilidade ao parâmetro largura das escoras ( $b_w$ ) que simulam os painéis de alvenaria de enchimento. Este estudo surge da necessidade de selecionar uma das hipóteses apresentadas na tabela 5 para o cálculo de  $b_w$ .

Nesse sentido, foram utilizados como referência os resultados de um ensaio no plano realizado num sistema pórtico–parede dupla no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade

de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) por Furtado (Furtado et al., 2016). Efetuada a modelação no programa *SeismoStruct*, considerando as várias hipóteses de cálculo da largura da escora foram realizadas análises pushover utilizando cargas cíclicas. Os resultados numéricos foram comparados entre si e com os resultados experimentais.

### 3.4.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL NO PLANO

Apesar do objetivo principal do estudo experimental ter assentado na avaliação do comportamento das alvenarias para fora do seu plano, o ensaio incluiu a realização preliminar de testes no plano da parede, cujos resultados serão utilizados nesta análise. Este ensaio foi definido para um drift máximo de 0.5%, considerando-se uma lei cíclica baseada na aplicação de três ciclos para cada um dos seguintes deslocamentos: 2.5, 3.5, 9, 12 e 15mm. Apresenta-se na fig. 27 o gráfico da história do carregamento aplicado. Note-se que durante o ensaio os pilares estão sujeitos a uma carga axial constante de 300kN.

Relativamente á curva histerética de resposta obtida no plano (ver fig. 27), é referido pelos autores (Furtado et al., 2016) que se deve considerar apenas o carregamento da parte positiva como referência. A não simetria entre a direção da carga positiva e negativa resultou de dificuldades ocorridas durante o ensaio.

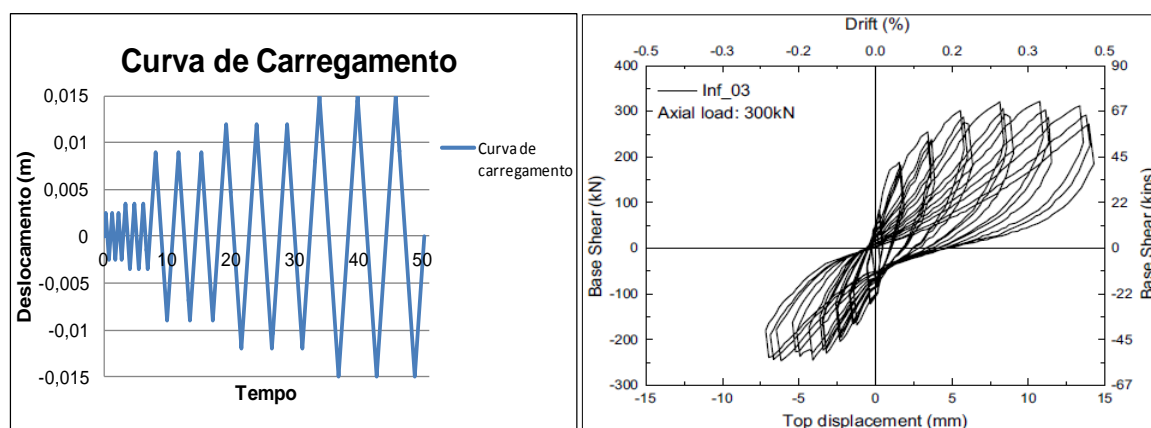


Fig. 27 – História de carregamento (esquerda) e resultados do ensaio experimental (direita) [Adaptado de (Furtado et al., 2016)].

### 3.4.3. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO PÓRTICO ENSAIADO

O pórtico ensaiado é constituído por dois pilares, duas vigas e uma parede de enchimento dupla. As dimensões e características dos pilares, vigas e parede enchimento necessárias à modelação numérica são apresentadas na fig. 28.

Por forma a avaliar as características do betão e do aço utilizados, o trabalho experimental incluiu a realização de ensaios dos materiais. Para o betão foram ensaiadas seis amostras à compressão obtendo-se uma resistência média de 26.8MPa e um módulo de elasticidade médio de 24.7GPa. Relativamente ao aço, ensaiaram-se três tipos de amostras à tração para três tipos de diâmetros (6,10 e 12mm), obtendo-se uma tensão de cedência média de 512.4MPa e um módulo de elasticidade de 210GPa.

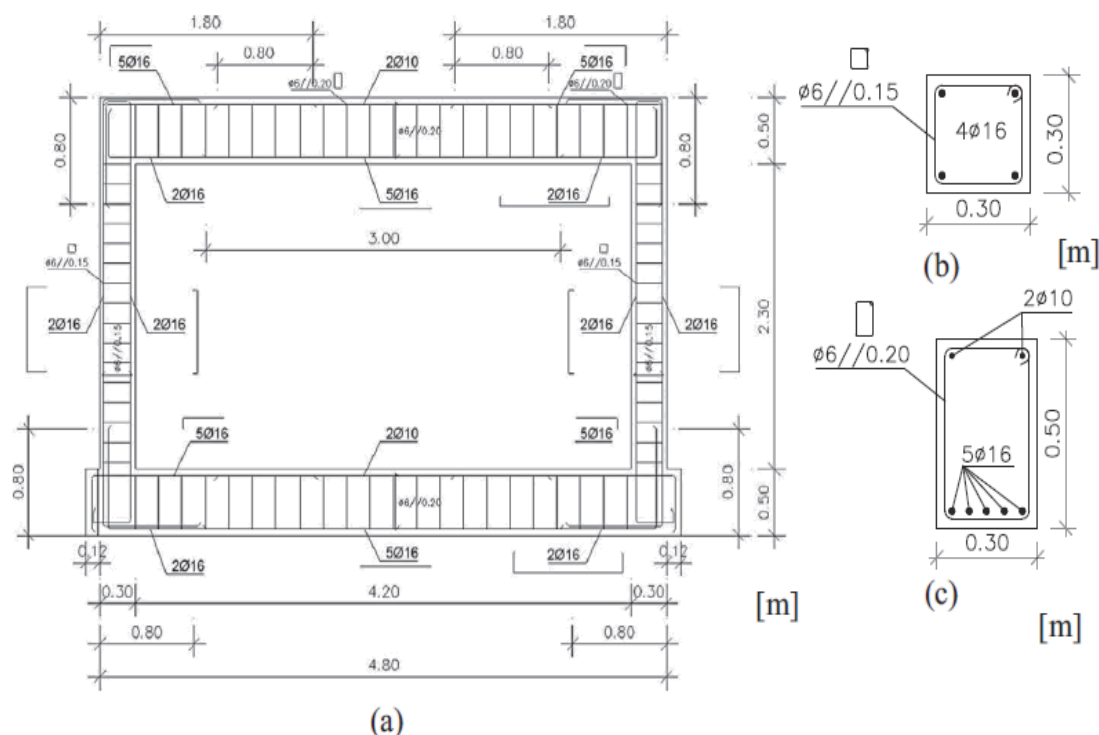


Fig. 28 – Dimensões e secções transversais do pórtico ensaiado: (a) dimensões gerais do pórtico, (b) secção transversal dos pilares e (c) secção transversal da viga [Fonte: (Furtado et al., 2016)].

A parede de enchimento dupla é constituída por tijolos cerâmicos interiores de 11cm ( $300 \times 200 \times 110 \text{ mm}^3$ ), uma caixa-de-ar de 4cm e tijolos cerâmicos exteriores de 15cm ( $300 \times 200 \times 150 \text{ mm}^3$ ), perfazendo uma espessura total de parede de 300mm. Para a avaliação da resistência à compressão da diagonal comprimida e do módulo de elasticidade da parede, foram realizados ensaios de compressão diagonal e vertical em provetes a uma escala reduzida, constituídos por tijolos de 15 e outros por tijolos de 11. A resistência à compressão média da diagonal comprimida para as amostras realizadas com tijolos de 15 e de 11 foram de 303KPa e 346KPa, respetivamente; os módulos de elasticidade médios para os provetes de tijolo de 15 e de 11 foram 1417.6MPa e 3116.3MPa, respetivamente. Posto isto, foi considerada para a resistência à compressão da diagonal comprimida o valor de 324.5KPa, que corresponde à média dos dois valores atrás referidos. O módulo de elasticidade considerado para o conjunto da parede foi calculado como sendo proporcional às áreas sujeitas a carregamento durante os ensaios, e que variam apenas na espessura dos provetes, obtendo-se um valor final de 2136.28MPa.

#### 3.4.4. MODELAÇÃO DO PÓRTICO E ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES COM CARGA CÍCLICA REALIZADAS NO PROGRAMA “SEISMOSTRUCT”

Na modelação dos materiais considerou-se para o betão a lei hysterética “*Mander et al. Nonlinear concrete model-con\_ma*” e para o aço a “*Bilinear steel model-stl\_bl*”. Para a modelação dos elementos verticais e horizontais atrás identificados adotou-se a hipótese de modelação “*Inelastic force-based frame element type-infrmFB*” (Seismosoft, 2014). Importa ainda referir que a viga inferior não foi modelada, considerando-se simplificada um encastramento na base de cada pilar. Os parâmetros empíricos e mecânicos utilizados para a modelação da parede de alvenaria são em tudo idênticos ao referido na tabela 14 do capítulo 4. O parâmetro do coeficiente de atrito desta tabela, que foi conside-

rado igual ao valor máximo do intervalo apresentado na tabela 5, ou seja 1.2, resultou do ajuste dos resultados deste modelo aos resultados experimentais. Relativamente ao cálculo dos parâmetros geométricos, foram realizados através do exposto no capítulo 2 e 4, tendo em conta todos os dados anteriormente referidos.

Como o objetivo é verificar qual das hipóteses apresentadas na tabela 5 para o cálculo da largura da escora ( $b_w$ ) melhor traduz a resposta experimental, apresentam-se na tabela 7 os valores obtidos para cada hipótese, bem como as áreas da escora associadas.

Tabela 7 - Várias hipóteses para o cálculo da largura da escora ( $b_w$ )

Hipótese de cálculo ( $b_w$ )	$b_w$ (m)	Área da escora ( $b_w \times t_w$ ) ( $m^2$ )
(Holmes, 1961)	1.60	0.42
(Decanini & Fantin, 1986) ( <i>Uncracked</i> )	1.58	0.41
(Decanini & Fantin, 1986) ( <i>Cracked</i> )	1.16	0.30
(Klingner & Bertero, 1978)	0.54	0.14
(Liauw & Kwan, 1984)	1.10	0.29
(Paulay & Priestley, 1992)	1.20	0.31
(Smyrou & Pinho, 2006) (Furtado, 2013)	0.96	0.25

Finalizada a modelação, procedeu-se à realização das várias análises estáticas não lineares com a carga cíclica considerada no ensaio experimental (ver fig. 27) na direção do plano da parede. O modelo e os resultados obtidos são apresentados nas fig. 29 e 30.

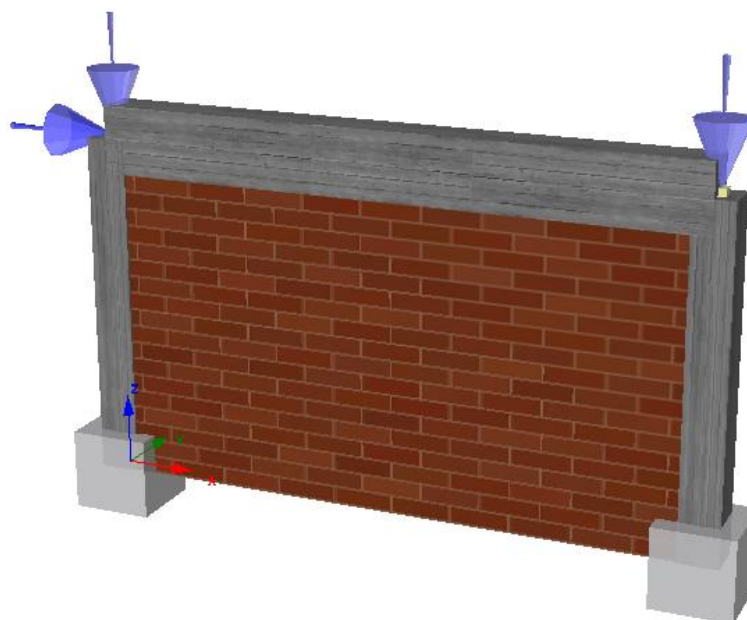


Fig. 29 – Modelo numérico utilizado.

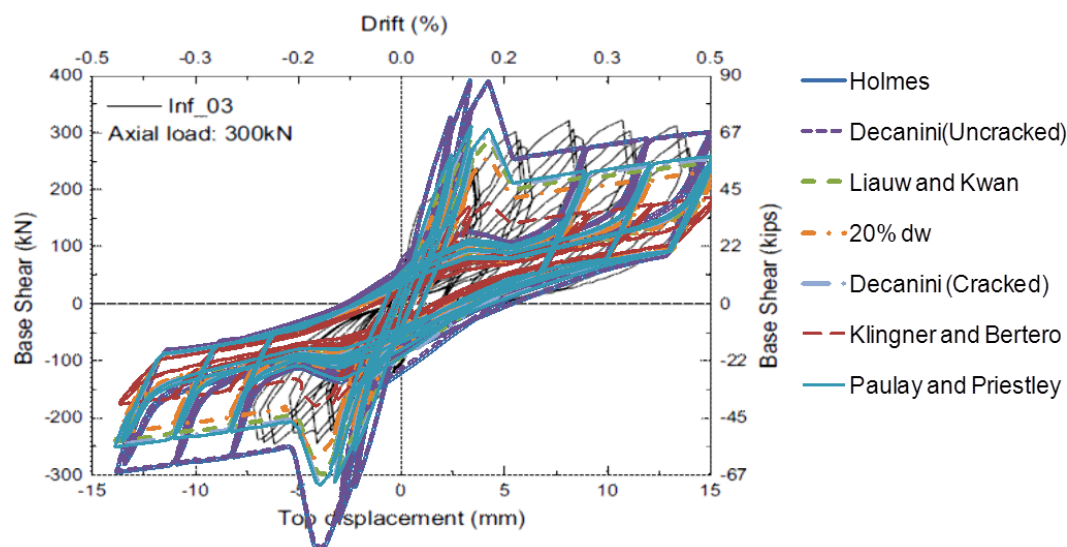


Fig. 30 – Sobreposição do resultado real do ensaio com os resultados das distintas hipóteses.

### 3.4.5. CONCLUSÕES

A análise dos resultados mostra que as propostas que melhor se aproximam da curva histerética real são as de (Paulay & Priestley, 1992), (Decanini & Fantin, 1986) (“Cracked”) e a de (Liauw & Kwan, 1984). Desta forma, na modelação das paredes escolheu utilizar-se para o cálculo da largura da escora ( $b_w$ ) a hipótese (Paulay & Priestley, 1992) por se considerar que das três hipóteses referidas é a que melhor se aproxima do resultado real, fig. 31.

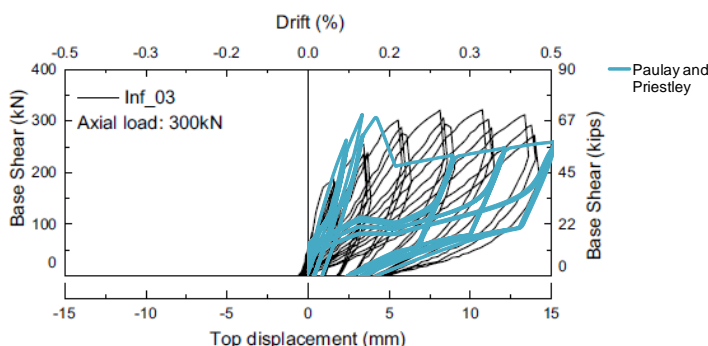


Fig. 31 – Detalhe dos resultados para a hipótese de Paulay (Paulay & Priestley, 1992).

## 3.5. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA

### 3.5.1. ABORDAGEM

Foi também realizada uma análise de sensibilidade ao parâmetro resistência à compressão da diagonal comprimida das escoras que simulam os painéis de alvenaria de enchimento. Esta análise surge da necessidade de procurar compreender as diferenças nos métodos utilizados para avaliar este parâmetro. O método que comumente se utiliza é o proposto por Crisafulli (Crisafulli, 1997) que obtém esta resistência por equilíbrio através da resistência à compressão vertical (obtida experimentalmente), e que corresponde à metodologia referida no capítulo 2. A outra metodologia é a da obtenção direta da resistência através de ensaios de compressão diagonal.



Esta análise utilizará os resultados do ensaio experimental da parede anteriormente analisada, e no qual se realizaram ensaios de compressão vertical e ensaios de compressão diagonal em provetes de alvenaria de dimensão reduzida. Foram criados dois modelos a partir do modelo numérico do ponto 3.4. (ver fig. 29) que contemplaram as diferentes metodologias para a obtenção da resistência à compressão das escoras representativas dos painéis de alvenaria, e um terceiro modelo de controlo que é constituído pelo pórtico sem painéis de enchimento. Após a elaboração dos vários modelos foram executadas análises estáticas não lineares convencionais nos modelos numéricos sem paredes e com paredes.

### 3.5.2. MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS

Os três modelos utilizados são baseados, como já se referiu, no modelo numérico do ponto 3.4., executando-se apenas algumas alterações que serão referidas neste ponto. O modelo 1 será o modelo de controlo, ou seja terá apenas as características do pórtico do ponto 3.4. sem paredes de enchimento. O modelo 2 será exatamente igual ao modelo do ponto 3.4., ou seja considerando a resistência da diagonal comprimida e o módulo de elasticidade obtidos diretamente do ensaio, isto é valores de 324.5KPa e 2136.28MPa, respetivamente. Ao modelo 3 será alterada a resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_{m\theta}$ ) que será obtida através do exposto na tabela 5, ou seja utilizando-se a resistência obtida nos ensaios de compressão vertical da alvenaria para o cálculo da resistência da diagonal comprimida ( $f_{m\theta}$ ), e o módulo de elasticidade considerando a relação  $700 f_{m\theta}$ . Todos os modelos consideram a largura da escora calculada pela hipótese de (Paulay & Priestley, 1992).

Segundo (Furtado et al., 2016), foram realizados ensaios de compressão em sete provetes de alvenaria a uma escala reduzida, quatro dos quais constituídos por tijolos de 15 e os restantes por tijolos de 11. A resistência à compressão vertical média para as amostras realizadas com tijolos de 15 e com tijolos 11 foram de 531KPa e 801KPa, respetivamente. Para a resistência à compressão vertical ( $f_n$ ) foi considerado o valor de 666KPa, que corresponde à média dos dois valores anteriormente referidos. Com base nestes valores, os parâmetros de resistência e rigidez das escoras considerados no modelo numérico 3 são os apresentados na tabela 8.

Tabela 8 – Resistência e rigidez das escoras do modelo numérico 3.

	Dimensões do pórtico (ver fig. 28)	Dimensões da parede (ver fig. 28)	$f_n$ (KPa)	$\sin\theta^2$	$f_{m\theta} = f_n / \sin\theta^2$ (KPa)	$E = 700 \times f_{m\theta}$ (MPa)
Modelo numérico 3	2.80 x 4.80 (m)	2.30 x 4.20 (m)	666	0.229	2911	2038

Já nesta fase se verifica uma diferença considerável entre os resultados da resistência resultantes do ensaio da escora comprimida, 324.5KPa, e a mesma resistência obtida por equilíbrio a partir da resistência à compressão vertical, 2911KPa. Constata-se assim, a pertinência de nesta análise se colocar em questão a validade desta última hipótese no cálculo da resistência da escora diagonal, tal como é proposto por Crisafulli (Crisafulli, 1997). Na fig. 32 apresentam-se os modelos numéricos utilizados.

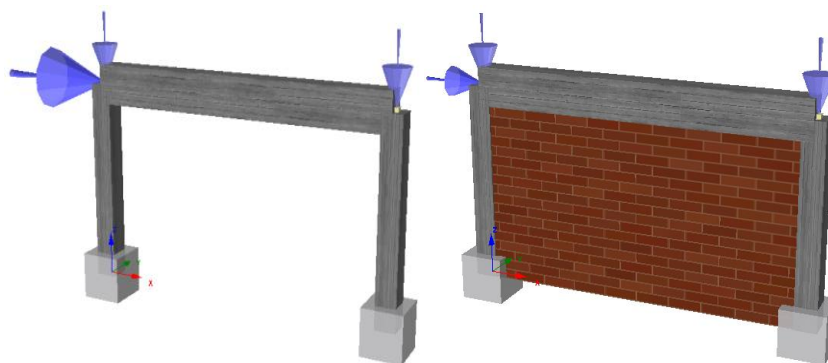


Fig. 32 – Modelo numérico 1 (esquerda) e modelos numéricos 2 e 3 (direita)

### 3.5.3. ANÁLISES *PUSHOVER* E RESULTADOS

Finalizada a construção dos três modelos, foram realizadas as análises estáticas não lineares convencionais no programa *SeismoStruct*. Os resultados obtidos são apresentados na fig. 33.

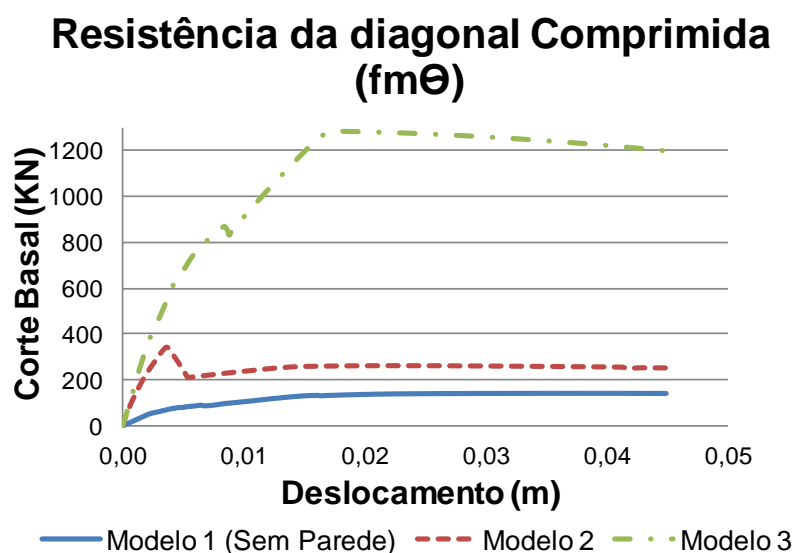


Fig. 33 – Resultado das análises *pushover*.

Através da fig. 33 é possível constatar que a diferença entre o modelo 1 (sem paredes) e o modelo 2 é de aproximadamente 150%. Entre o modelo 1 (sem paredes) e o modelo 3 verifica-se uma diferença de aproximadamente 828%.

### 3.5.4. CONCLUSÕES

Em primeiro lugar, é possível comprovar, através dos resultados anteriores, a grande diferença apresentada na resposta pelas diferentes metodologias para obtenção da resistência da diagonal comprimida. A proposta de Crisafulli (Crisafulli, 1997) para o cálculo desta resistência só se justifica pela escassez de ensaios de compressão diagonal que permitam avaliar diretamente esta resistência. No entanto, e porque estas conclusões se baseiam apenas num ensaio, esta análise deverá ser realizada para outros ensaios semelhantes de forma a confirmar-se, ou não este resultado.

### 3.6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO POR OBTENÇÃO DAS FREQUÊNCIAS REAIS DOS EDIFÍCIOS

#### 3.6.1. ABORDAGEM

Esta análise surge como consequência das conclusões da análise do ponto anterior (ponto 3.5.). A medição das frequências de vibração reais de uma estrutura permite calibrar as características iniciais/rigidez do modelo. Contudo, não existe uma relação direta entre rigidez e resistência, pelo que este tipo de calibração não implica que, em regime de comportamento não linear, haja uma boa aproximação entre a resposta dinâmica numérica e a real.

Esta abordagem passará pela utilização de dois modelos baseados no modelo numérico com paredes exposto no capítulo 4 (ver fig. 49), diferenciando-se um do outro apenas nos parâmetros do módulo de elasticidade e no valor da resistência à compressão da diagonal comprimida. O modelo 1 considerará a proposta de cálculo desta resistência a partir da resistência obtida através do ensaio de compressão vertical e o módulo de elasticidade como sendo 700 vezes esse valor. O modelo 2 considerará exatamente os resultados do módulo de elasticidade e da resistência à compressão da diagonal comprimida obtidos no ensaio exposto no ponto 3.4. Após a sua modelação, determinaram-se através do programa *Seismostruct* as frequências naturais do modelo para se retirarem as devidas conclusões.

#### 3.6.2. MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS

Para os dois modelos, os parâmetros empíricos, geométricos e mecânicos das paredes são em tudo idênticos ao que é apresentado no capítulo 4 para o modelo com paredes (ver fig. 49), com exceção dos valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o modelo numérico 1 que serão apresentados seguidamente.

##### 3.6.2.1. Modelo numérico 1

Por forma a avaliar a resistência à compressão vertical das paredes foi necessário recorrer ao eurocódigo 6 – Dimensionamento de Estruturas de alvenaria (Gouveia & Lourenço, 2006). Neste eurocódigo, o cálculo da resistência à compressão vertical da alvenaria,  $f_k$ , depende da resistência à compressão das unidades de alvenaria,  $f_b$ , da resistência à compressão da argamassa,  $f_m$ , e da constante  $k$  que depende do tipo de unidade e do tipo de argamassa. Como nos documentos facultados não se refere o tipo de argamassa utilizada, adotou-se uma argamassa do tipo M 2.5. As expressões necessárias para a definição destas resistências são apresentadas nas equações (18) e (19). Na tabela 9 apresenta-se o cálculo da resistência à compressão vertical da alvenaria.

$$f_b = \left( \text{resistência média à compressão da unidade de alvenaria} \right) \times \delta \quad (18)$$

$$f_k = k \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (19)$$

Tabela 9 – Cálculo da resistência à compressão vertical da alvenaria.

Paredes do piso 0 e das torres	
Espessura do painel, $t_w$ (m)	0.15
K (Varia entre 0.4 -0.6)	0.4
Resistência média à compressão da unidade de alvenaria (MPa)	1.5
$\delta$ (depende do tipo de unidade de alvenaria)	1.25
Resistência à compressão da argamassa, $f_m$ (MPa)	2.5
Resistência à compressão vertical da alvenaria, $f_k$ (MPa)	0.818

De seguida, procedeu-se ao cálculo da resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_{m\theta}$ ) e do módulo de elasticidade ( $700 f_{m\theta}$ ) para todas as paredes através do exposto na tabela 5. Devido à existência de paredes diferentes, encontram-se em anexo as características de todas as paredes utilizadas neste modelo (anexo C.1 ao C.5).

### 3.6.2.2. Modelo numérico 2

Para todas as paredes deste modelo, adotaram-se, como já referido, os valores obtidos no ensaio analisado no ponto 3.4., ou seja 324.5KPa para a resistência à compressão da diagonal comprimida e 2136.28MPa para o valor do módulo de elasticidade. As características de todas as paredes utilizadas neste modelo podem ser consultadas do anexo C.1 ao C.4 e no anexo C.6.

### 3.6.3. FREQUÊNCIAS NATURAIS DOS DOIS MODELOS NUMÉRICOS CONSIDERADOS

As frequências apresentadas na tabela 10 foram obtidas através das análises realizadas no programa *SeismoStruct*.

Tabela 10 – Frequências naturais obtidas para os dois modelos considerados.

Modo de vibração	Frequência (hz)	
	Modelo numérico 1	Modelo numérico 2
1	9.27	9.11
2	9.99	9.57
3	10.81	10.75
4	10.95	10.94
5	11.72	11.41

#### 3.6.4. CONCLUSÕES

Como se pode verificar na tabela 10, as diferenças observadas entre os valores das frequências para os dois modelos são relativamente diminutas. Pode-se então concluir que, neste caso, mesmo calibrando a rigidez do modelo numérico com as frequências reais do edifício, poderemos obter respostas bastante distintas consoante a metodologia considerada para a obtenção das resistências que, como já se comprovou na análise de sensibilidade anterior (ver ponto 3.5.), pode afetar significativamente a resposta da estrutura.



## 4

## CASO DE ESTUDO

## 4.1. INTRODUÇÃO

Com vista à aplicação do conhecimento adquirido nos capítulos anteriores, proceder-se-á à análise de um caso de estudo real. O edifício selecionado para este efeito é de elevada classe de importância (de acordo com o definido no EC8), mais propriamente, o edifício do Comando Distrital de Operações de Socorro (CDOS) de Portalegre da ANPC (ver fig. 34). O edifício foi projetado em 2004, tendo sido construído em 2007.

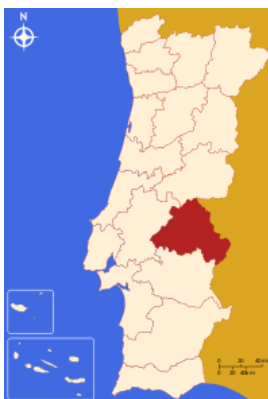


Fig. 34 – Localização do edifício (Distrito de Portalegre).

Antes de se passar à análise do comportamento do edifício do ponto de vista sísmico, será feita uma descrição arquitetónica e estrutural do edifício e das ações de inspeção *in-situ* que foram realizadas. Neste capítulo será ainda descrito o programa de cálculo utilizado, o processo e os pressupostos de modelação numérica e de calibração do edifício para que este se aproximasse do comportamento real da estrutura existente. Por fim, serão apresentadas as análises realizadas.

## 4.2. DESCRIÇÃO ARQUITETÓNICA

O projeto do CDOS de Portalegre foi realizado com base num estudo prévio do Serviço Nacional de Bombeiros e Proteção Civil com o objetivo de criar um projeto tipo capaz de ser materializado em diversas zonas do país. Segundo o arquiteto responsável da ANPC, foi desenvolvida uma solução que permite através dos materiais escolhidos, das técnicas construtivas adotadas, da volumetria e do desenho do edifício uma fácil aplicação em diferentes locais com as necessárias adaptações ao nível da

implantação. Pretendia-se um edifício funcional e rigoroso que, ao mesmo tempo, marcasse a presença deste serviço nos diferentes locais.

O terreno, no qual foi implantado o edifício, apresenta uma área de 11465.20 m<sup>2</sup>, sendo que apenas 715 m<sup>2</sup> correspondem à área bruta que tem a forma de um L.



Fig. 35 – Fotografia do Edifício concluído.

### 4.3. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Inicialmente, a estrutura foi projetada como sendo um edifício com um piso (ver fig.35). Porém, no decorrer da obra foi introduzido um piso inferior ao piso inicial (ver fig. 41) que não está contemplado na memória descritiva e justificativa do projeto de execução de estabilidade. Os pilares estruturais em betão armado do piso incluído no projeto de execução de estabilidade apresentam todos a mesma dimensão e distribuem-se numa malha ortogonal de 5x5 m<sup>2</sup> (ver fig. 36). Sobre os pilares, apoiam as vigas em betão armado e as lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas que materializam a estrutura resistente horizontal. Na junção dos dois corpos que constituem o edifício, cresce uma torre com cerca de 8 m de altura. Existe ainda outra torre que se desenvolve por trás da torre principal, mas com uma altura de apenas 5.35 m. A cobertura dos dois corpos é constituída por cascas metálicas isotérmicas autoportantes de perfil curvilíneo.

A estrutura resistente é constituída por elementos verticais (pilares) e elementos horizontais (vigas e lajes de vigotas de betão pré-esforçado com blocos de betão de aligeiramento) que descarregam em sapatas isoladas. Os materiais descritos na memória descritiva do projeto (que se assume terem sido aplicados em obra) foram o betão C20/25 e o aço A400NR.

Será considerado que a estrutura é constituída pelo piso -1, piso 0 e piso 1. O piso -1 (cave) será o piso inferior que não existe no projeto de execução de estabilidade, e o piso 0 (rés-do-chão) será o piso ao nível do acesso principal ao edifício, como se pode verificar na fig. 35. Por fim, o piso 1 corresponde ao teto do piso 0.

São apresentados em seguida os desenhos das estruturas fornecidos pela ANPC, nomeadamente: a planta das fundações, a planta do teto do piso 0, as plantas de teto para cada uma das torres e a planta intermédia da torre mais alta. Relativamente às dimensões, materiais, armaduras longitudinais e transversais, são todas especificadas com rigor em alçados, encontrando-se resumidas nas tabelas 11 e 12. Para uma melhor perceção do conteúdo exposto, para além de se incluírem plantas e alçados no decorrer desta descrição (ver fig. 36, 37, 38, 39 e 40), apresentam-se também outras plantas e cortes disponibilizados nos anexos B.1. e B.3.



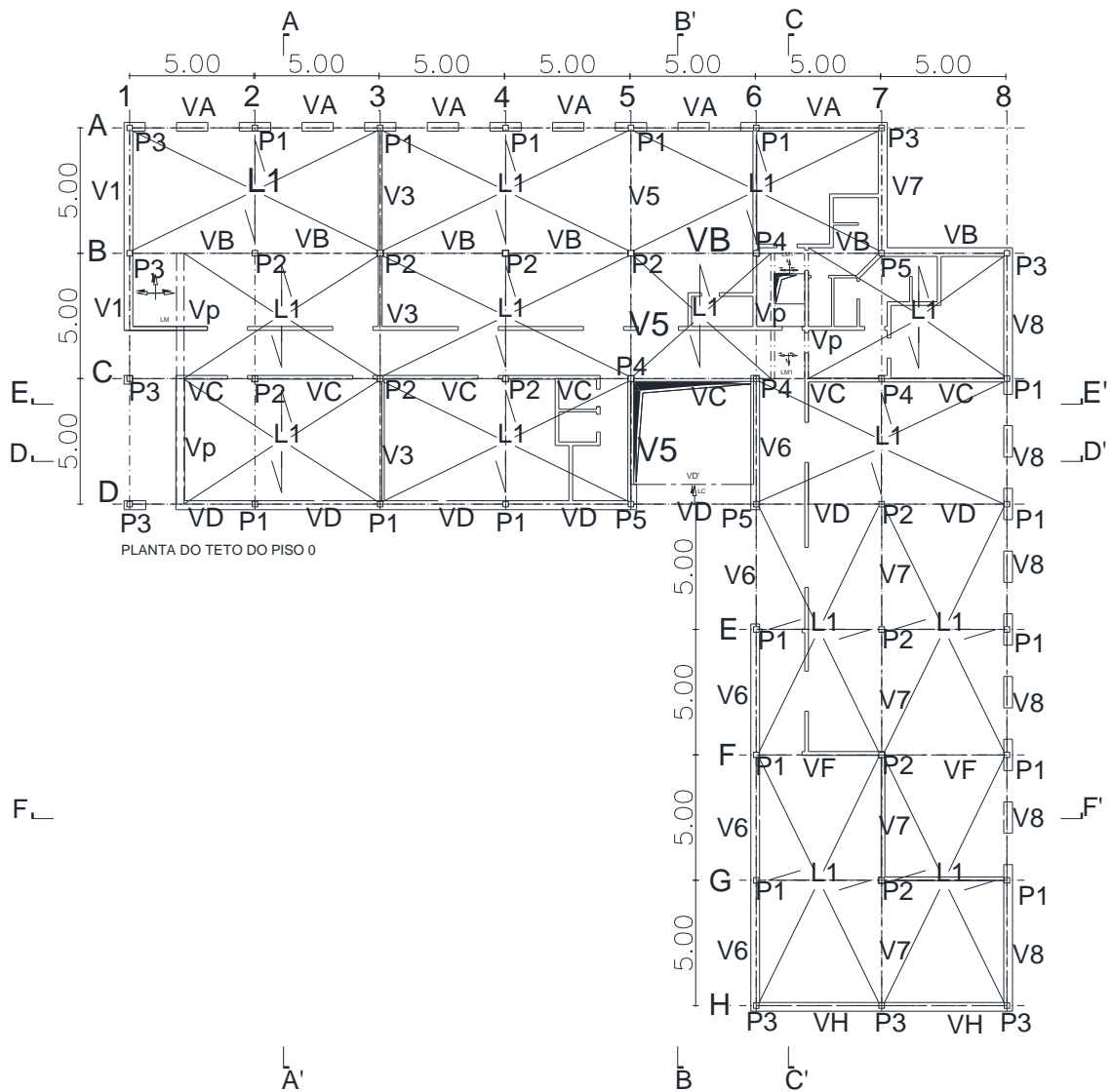


Fig. 36 - Planta de teto do piso 0.



Fig. 37 - Corte transversal CC' que inclui a torre com menor altura.

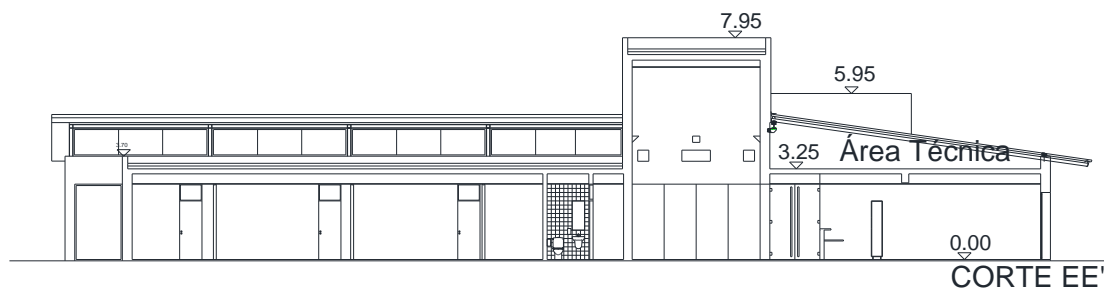


Fig. 38 – Corte longitudinal EE' que inclui a torre mais alta.

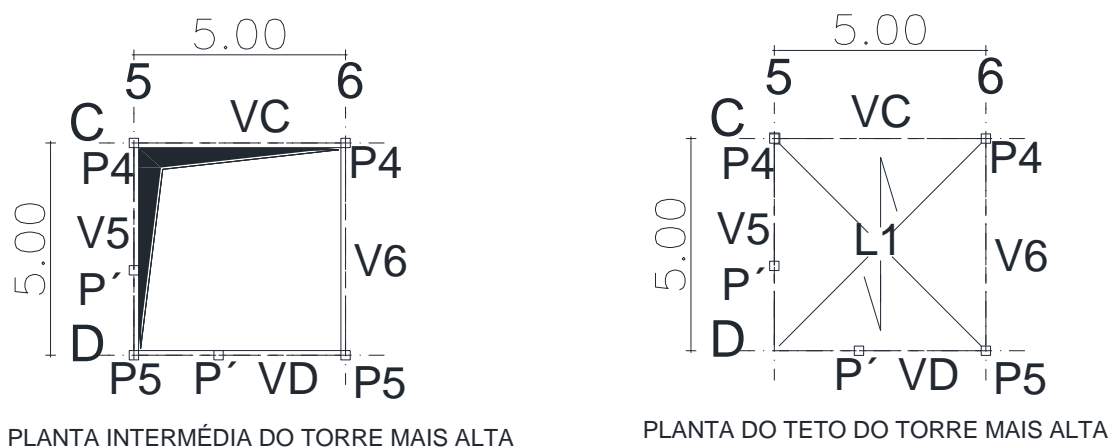


Fig. 39 - Planta intermédia (esquerda) e de teto (direita) da torre mais alta.

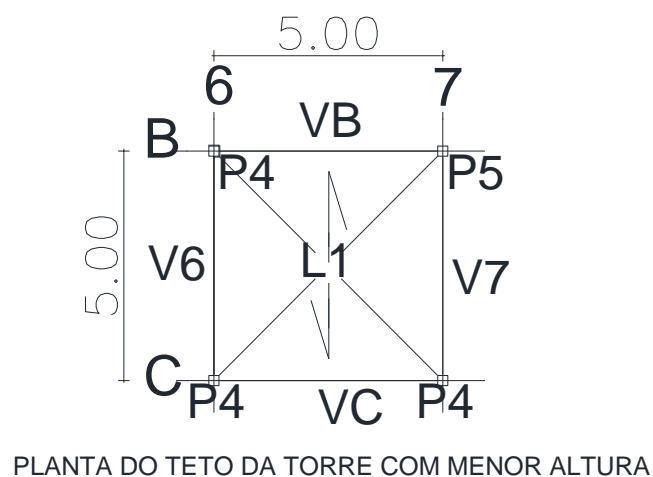


Fig. 40 - Planta de teto da torre com menor altura.

#### 4.4. VISITAS AO LOCAL

Como já foi referido, foi introduzido um novo piso durante a execução da obra (piso -1). A sua existência foi primeiro detetada através da foto de obra apresentada na fig. 41 à direita a que se teve acesso. Dadas as incertezas ao nível das condições e características deste piso, conclui-se que seria justificável realizar uma visita ao local.

Os objetivos principais desta visita de inspeção foram: (i) identificar e dissipar dúvidas relativas ao edifício, nomeadamente as incertezas relativas ao piso -1, e (ii) realizar uma identificação do comportamento dinâmico do edifício com recurso a vibrações ambientais por forma a obter as frequências naturais do edifício nas duas direções principais. Esta informação serviu de base para a caracterização e calibração do modelo numérico usado posteriormente na verificação de segurança sísmica do edifício.

#### 4.4.1. PISO -1 (CAVE)

O piso -1, tal como se previa, encontra-se enterrado uma vez que foram executados aterros em torno do edifício após a construção, como se pode verificar através do conjunto de imagens apresentado nas fig. 41 e 42. O acesso a este piso é realizado unicamente por uma pequena abertura existente ao nível do pavimento do piso 0, tendo sido possível inspecionar o mesmo durante a visita.



Fig. 41 – Obra em diferentes fases de construção.



Fig. 42 – Conjunto de imagens que incluem todo o perímetro do edifício pós-construção.

A inspeção permitiu constatar que a distribuição de pilares, vigas e lajes é semelhante à do piso superior, apresentada na fig. 36. As secções dos pilares apresentam uma dimensão média de  $30 \times 30\text{cm}^2$ .

As secções das vigas apresentam dimensões médias de  $30 \times 50 \text{ cm}^2$  exceto as vigas VA e V1 (ver fig.B.6 do anexo B.4.) que apresentam dimensões de  $30 \times 25 \text{ cm}^2$ . A laje de teto deste piso, L2 (ver fig.B.6 do anexo B.4.), é também aligeirada e constituída por vigotas-pré esforçadas mas com uma espessura de 20cm e incluindo duas vigotas entre os blocos, o que perfaz um afastamento de 620mm entre pares de vigotas (ver fig. 43). Não existe informação e não foram realizados ensaios no sentido de identificar as armaduras destes elementos, pois ultrapassaria o âmbito dos objetivos traçados para o trabalho. No anexo B.4. sugere-se uma planta ao nível da laje de teto deste piso (fig.B.6), com os dados recolhidos durante a inspeção realizada “*in-situ*”, não incluindo a diferenciação entre as armaduras existentes nos elementos.

Apesar de existir a informação de que todos os pilares deste piso estariam à mesma cota, apresentando um comprimento de 3 m, constatou-se através da visita ao local que os lintéis apresentados na planta de fundações (ver anexo B.1.) não se encontravam todos à mesma cota, o que conduzia a cotas distintas ao nível térreo deste piso que variavam entre 1 e 3m (ver fig. 43). Esta diferença de cotas conduz a diferentes dimensões das paredes de alvenaria de enchimento executadas com blocos de betão de  $500 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$ . A introdução destes lintéis com cotas distintas conduz a uma disparidade de rigidez entre os diversos pilares, identificando-se aquilo que eventualmente possa ser um ponto fraco da estrutura uma vez que, se poderá formar o mecanismo do tipo pilar curto.



Fig. 43 – Diferença de cotas ao nível térreo (esquerda) e tipo de laje e alvenaria (direita) do piso -1.

Deve referir-se que a consideração do não encastramento ao nível térreo do piso -1 acarretaria uma recolha de informação precisa sobre este piso inferior ao nível das características de pilares, vigas, cotas dos lintéis e das paredes. Seria também necessário avaliar as características do terreno que realiza o aterro em torno do edifício e abordar a possibilidade da inclusão dos impulsos das terras no modelo numérico. Posto isto, no ponto 4.9. é realizada uma análise para justificar a decisão de na modelação se considerar a estrutura como encastrada ao nível térreo do piso 0.

#### 4.4.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DO EDIFÍCIO

A campanha de identificação dinâmica do edifício foi realizada considerando um conjunto de pontos chave da estrutura que se consideraram ser os mais indicados para a caracterização do seu comportamento dinâmico. Os equipamentos utilizados foram um computador e um sismógrafo cedidos pelo Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP. O sismógrafo, que utiliza o programa desenvolvido pela GEOSIG, mede as acelerações em 3 direções ortogonais ao longo do tempo,

convertendo depois esse gráfico de evolução temporal num gráfico de amplitudes *versus* frequências naturais.

Inicialmente, o esquema utilizado incluía o computador ligado à corrente e ligado ao sismógrafo. Contudo, devido a alguns problemas de leitura do sinal, decidiu-se que as campanhas seriam realizadas unicamente com o sismógrafo, ou seja programando-o para iniciar as medições num determinado tempo. Realizaram-se assim, seis campanhas ao nível da cobertura e do nível térreo do piso 0. A localização destas campanhas encontra-se nas fig.B.7 e B.8 do anexo B.5.

Finalizadas as seis campanhas, procedeu-se á recolha dos dados e á imediata análise dos mesmos. Contudo, verificou-se que os picos de amplitude eram atingidos para uma cadência de frequências periódica difícil de justificar, ou aceitar, tal como se indica nos resultados apresentados nas fig.B.9 a B.14 do anexo B.6. Nas primeiras leituras verificava-se que os três primeiros picos para as três direções (longitudinal, transversal e vertical) eram atingidos para frequências de 1Hz, 2Hz e 3Hz. Quando se colocou o sismógrafo a executar as leituras sem ligação física ao computador, os três primeiros picos eram atingidos para frequências igualmente questionáveis, mas com um intervalo de, aproximadamente, 4.5Hz, ou seja, 4.5 Hz, 9Hz e 13.5Hz, como se pode verificar nos resultados apresentados no anexo B.6.

A fonte do problema poderá ser eventualmente explicada por um possível campo magnético gerado por uma antena de comunicações de enorme dimensão existente em cima do edifício, como se pode verificar na fig. 42, e que afetaria a leitura do sinal, ou mesmo por algum problema do sismógrafo.

Em suma, nesta primeira visita foram efetuadas verificações e confirmações da geometria dos elementos estruturais, em particular dos existentes no piso -1 de suporte à laje do piso 0, mas não foi possível medir as frequências naturais do edifício. Realizou-se, por isso, uma segunda visita na qual foi utilizado um tipo de equipamento/metodologia diferente para medir as frequências. Este novo método consistiria na utilização de um conjunto de acelerómetros unidireccionais, fixados a cubos de grande massa, que comunicam com uma placa de aquisição incorporada no computador. Assim sendo, o objetivo principal desta visita foi a realização das medições das frequências do edifício nas duas direções principais (transversal e longitudinal). Todos os equipamentos foram fornecidos pelo LESE da FEUP.

#### 4.4.2.1. Localização e caracterização das campanhas executadas na segunda visita ao local

Foram realizadas aquisições ao nível do piso 1 e ao nível do piso 0, tendo um ponto de referência (fixo) que esteve localizado para algumas aquisições no piso 1 e para outras no piso 0, não variando a sua localização em planta. Excetua-se a aquisição número 1 que não seguiu esta tipologia.

Apresenta-se nas fig. 44 e 45 as localizações dos pontos onde foram colocados os cubos com os acelerómetros sendo que todos os pontos utilizados para cada aquisição encontram-se identificados pelo número da aquisição. A título de exemplo, a aquisição “Nrº 1” utilizou os cubos com os acelerómetros identificados nas plantas com o “Nrº1” (ver fig. 44 e 45) e assim sucessivamente. Aos dois cubos de aço utilizados associaram-se dois acelerómetros por cubo (para medição das acelerações horizontais em duas direções ortogonais) representados nas plantas pelos números “0”, “1”, “2” e “3” (ver fig. 44 e 45). Como se constata nas fig. 44 e 45, os acelerómetros “0” e “1” estão associados a um dos cubos de aço e o “2” e o “3” ao segundo, sendo que o “0” e o “2”, representam sempre a direção X (transversal) e o “1” e o “3” a direção Y (longitudinal). Usaram-se quatro bobinas de cabos representadas por “B5”, “B6”, “B9” e “B10”, sendo que, a “B5” está associada ao acelerómetro “0”, a “B9” está associada ao acelerómetro “1”, a “B6” está associada ao acelerómetro “3” e a “B10” está associada ao acelerómetro “2” (ver fig. 44 e 45).

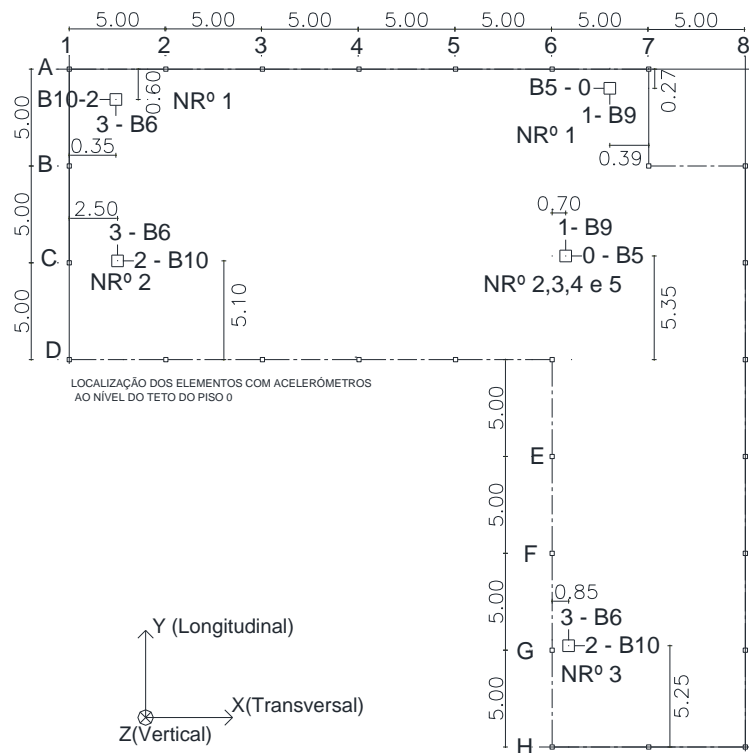


Fig. 44 - Localização dos elementos com acelerómetros ao nível do teto do piso 0.

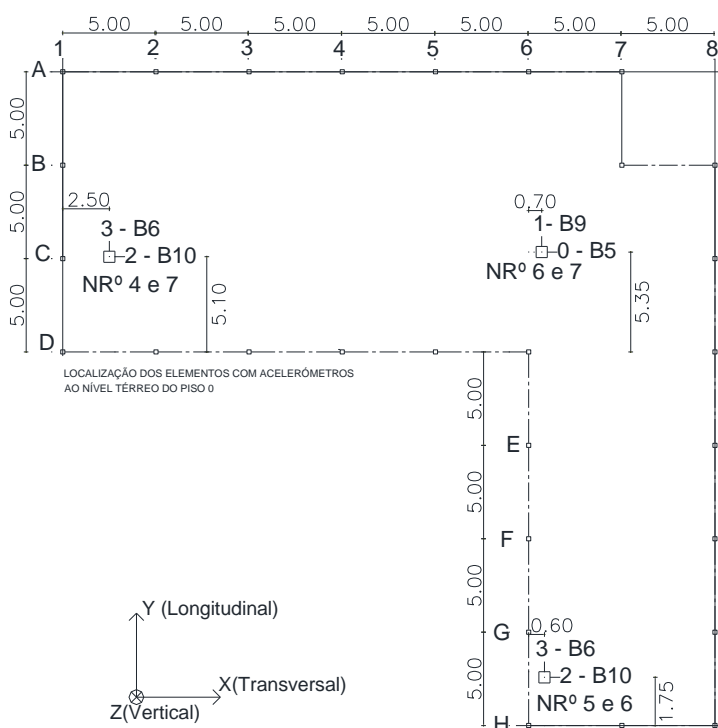


Fig. 45 - Localização dos elementos com acelerómetros ao nível térreo do piso 0.

Dada a considerável rigidez do edifício, associada a uma época de baixa atividade no edifício e sem vento, foi necessário excitar o edifício para que fossem obtidas leituras interessantes. Contudo, com um sinal resultante caracterizado por uma gama de amplitudes extremamente baixas (entre as unidades de pico ( $10^{-12}$ ) e yocto ( $10^{-24}$ )), foi difícil identificar as frequências características dos modos. Apesar disso, verificou-se no local que, quando se procedia a uma excitação do edifício, tornava-se clara uma certa gama de frequências. Contudo, como essa excitação só era possível em algumas ocasiões, o sinal foi filtrado para que fosse possível identificar essa gama de frequências aquando de uma excitação. Foram realizadas na totalidade 11 aquisições de 10 minutos nos 7 locais indicados nas fig. 44 e 45. Como o programa utilizado recolhia leituras de 15 em 15 segundos, procedeu-se à análise das aquisições com o objetivo de encontrar uma leitura relativa a um período de excitação imposta. Os resultados encontrados que melhor demonstram essa gama de frequência são expostos no anexo B.8., sendo relativos apenas a algumas aquisições. Importa ainda referir que se considera que a antena de comunicações poderá, eventualmente, influenciar as leituras contribuindo para um maior “ruído” o que poderá ter impedido uma melhor leitura do sinal obtido. A gama de frequências referida está, como se pode verificar no anexo B.8., entre os 9 e os 11Hz para as duas direções principais. Contudo, não foi possível associar os valores das frequências aos modos devido aos problemas já mencionados. Aconselha-se que, numa análise futura, se utilize um sistema de medição de acelerações ainda mais sensível do que o utilizado no presente trabalho. A calibração do modelo para esta gama de frequências (9 -11 Hz) será apresentada no ponto 4.7.

#### 4.5. PROGRAMA DE CÁLCULO “SEISMOSTRUCT”

A ferramenta de cálculo utilizada no presente trabalho foi o programa de cálculo “*SeismoStruct*”, desenvolvido pela *SeismoSoft* (Seismosoft, 2014). Este programa é capaz de prever o comportamento dos deslocamentos de estruturas espaciais sobre cargas estáticas, ou dinâmicas tendo em conta as não linearidades geométricas e a inelasticidade no comportamento dos materiais. Numa primeira fase, foram introduzidos no modelo as características geométricas e materiais que o caracterizam. Numa segunda fase, foram inseridas as cargas verticais a que a estrutura se encontra sujeita e iniciaram-se de seguida os tipos de análises que se pretendiam realizar, nomeadamente as análises modais (“*eigenvalue*”) por forma a determinar as frequências do edifício, as análises estáticas não lineares convencionais e adaptativas (“*Pushover*”) e as análises dinâmicas não lineares. Estas análises serão expostas posteriormente.

#### 4.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Foram considerados dois modelos numéricos: um primeiro modelo sem a consideração das paredes de alvenaria de enchimento (“*bareframe*”) e um segundo modelo com a inserção das paredes.

##### 4.6.1. MODELAÇÃO DOS PILARES E DAS VIGAS

O tipo de modelação utilizada para a modelação dos pilares e das vigas teve em consideração dois aspetos importantes. Em primeiro lugar, o facto de existir uma grande disparidade entre as armaduras longitudinais e transversais que constituem as vigas e os pilares pressupõe que a hipótese de modelação “*Inelastic force-based frame element type – infrmFB*” seria a que mais corretamente traduziria a realidade, (Seismosoft, 2014). Este tipo de modelação permite modelar com rigor um pilar ou uma viga, já que é capaz de considerar o comportamento inelástico ao longo de todo o membro integrando o comportamento ao longo do elemento. Contudo, esta hipótese torna o cálculo bastante moroso e



pouco viável em termos práticos e, por isso, não foi a hipótese de modelação considerada. O segundo aspeto está relacionado com a localização da formação das rótulas plásticas e o do seu comprimento. Como já referido, para a ação sísmica existe maior probabilidade de formação das rótulas plásticas nos extremos dos elementos e, por isso, estas secções são, neste caso, as de mais importante definição. A modelação adotada foi a hipótese *“Inelastic force-based plastic hinge element type – infrmFBPH”* (Seismosoft, 2014) que, similarmente, considera a inelasticidade distribuída, mas concentrando essa inelasticidade num comprimento fixo, como proposto por Scott (Scott & Fenves, 2006). Este tipo de análise é de facto menos rigoroso, mas tem a vantagem de reduzir o tempo das análises e também permitir o controlo do comprimento da rótula plástica, permitindo superar problemas de localização das mesmas, como é referido por Calabrese (Calabrese, Almeida & Pinho, 2010). Posto isto, definiu-se todas as secções das extremidades dos pilares e vigas.

#### 4.6.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO DO BETÃO E DO AÇO

A lei de comportamento selecionada para o betão entre as quatro possíveis no programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014) foi a *“Mander et al. Nonlinear concrete model – con\_ma”* inicialmente programado por Madas (Madas, 1993), que segue a relação constitutiva proposta por Mander (Mander, Priestley & Park, 1988) e as leis cíclicas propostas por Martínez-Rueda (Martínez-Rueda & Elnashai, 1997).

A lei de comportamento adotada para o aço foi a *“Bilinear steel model – stl\_bl”* (Seismosoft, 2014), uma vez que as duas restantes hipóteses incorporadas no programa se dirigem a histórias de cargas mais complexas, e pelo facto de este modelo considerar parâmetros de calibração facilmente identificáveis e permitir uma boa eficiência computacional.

#### 4.6.3. CARACTERÍSTICAS DOS PILARES E VIGAS

Os pilares têm todos a mesma dimensão quadrada de  $0.22 \times 0.22 \text{ m}^2$ . A armadura longitudinal e transversal varia, perfazendo oito tipos de pilares distintos. As características destes pilares são indicadas na tabela 11 e a sua localização em planta pode ser visualizada nas fig. 36, 39 e 40.

Tabela 11 - Mapa de pilares.

Mapa de pilares			
Pilar	Dimensões (h x b) m <sup>2</sup>	Armadura	Observação
P1	0.22x0.22 (m <sup>2</sup> )	(4φ12+4φ8) e cintas φ6//0.15	-
P2		(4φ16) e cintas φ6//0.20	-
P3		(4φ12) e cintas φ6//0.15	-
P4		(4φ16+4φ8) e cintas φ6//0.15	Até ao nível do piso 1
		(4φ16) e cintas φ6//0.15	Desde o teto do piso 1 ao nível to teto da torre maior.
P5		(4φ12+4φ8) e cintas φ6//0.15	Até ao nível do piso 1
		(4φ12) e cintas φ6//0.15	Desde o teto do piso 1 ao nível to teto da torre maior.
P'		(4φ10) e cintas φ6//0.10	-

As vigas apresentam dimensões e distribuições de armadura diferentes, encontrando-se divididas por grupos de vigas na direção X e na direção Y. Estes grupos correspondem aos pórticos da direção X (A – H) e da direção Y (1 -8). Existem ainda 3 pares de vigotas na direção Y entre os alinhamentos B-C e C-D. A localização destas vigas pode ser observada nas fig. 36, 39 e 40, e as vigotas na fig. 36, pelo



acrónimo “Vp”. Apresenta-se na tabela 12 um mapa das secções transversais extremas utilizadas para as vigas e a secção equivalente adotada para o par de vigotas (“Vp”).

Tabela 12 - Mapa de vigas.

<b>Vigas ao nível do teto do Piso 0</b>						
Viga	Alinhamento	Dimensões (h x 0,22) m <sup>2</sup>	Armadura inferior	Armadura a meia altura	Armadura superior	Estribos
A	1 e 7	0.63	2 $\phi$ 12+2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	2 - 6	0.63	2 $\phi$ 12+2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
B	1 - 8	0.45	4 $\phi$ 16	-	4 $\phi$ 10	$\phi$ 8//0.20
C	1 - 5 Esq.	0.61	4 $\phi$ 16	2 $\phi$ 10 + 2 $\phi$ 12	4 $\phi$ 10	$\phi$ 8//0.20
	5 Dir.- 8	0.45	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 10 + 2 $\phi$ 12	4 $\phi$ 10	$\phi$ 8//0.20
D	1 - 4 e 7	0.40	2 $\phi$ 16	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	5 Esq.	0.40	2 $\phi$ 16	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	5 Dir. e 6 Esq.	0.40	2 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 12	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 8//0.10
	6 Dir. e 8	0.40	2 $\phi$ 16	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
F=H	6 e 8	0.25	2 $\phi$ 10	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
	7	0.25	2 $\phi$ 10	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
1	A e C	0.25	3 $\phi$ 10	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	B	0.25	3 $\phi$ 10	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
3 =5	A e D	0.25	2 $\phi$ 10	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
	B e C	0.25	2 $\phi$ 10	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
6	H	0.61	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	G - D Esq.	0.61	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	D Dir. - C	0.40	2 $\phi$ 10	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
7	D e H	0.45	4 $\phi$ 16	-	2 $\phi$ 10	$\phi$ 8//0.20
	E - G	0.45	4 $\phi$ 16	-	4 $\phi$ 10	$\phi$ 8//0.20
	A e B	0.25	2 $\phi$ 10	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.30
8	H	0.63	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	E-G	0.63	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	D	0.63	2 $\phi$ 10+2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	B e C	0.63	2 $\phi$ 10	2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
<b>Vigas ao nível dos tetos das torres</b>						
B=C	5 - 6 e 6 - 7	0.40	2 $\phi$ 16	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 8//0.10
6=7	B - C e C - D	0.25	2 $\phi$ 10	-	1 $\phi$ 6 + 2 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
	C=6	0.40	2 $\phi$ 12	-	3 $\phi$ 8	$\phi$ 8//0.20
D=5	P'	0.40	2 $\phi$ 12	-	2 $\phi$ 8 + 2 $\phi$ 12	$\phi$ 8//0.20
	D=5	0.40	2 $\phi$ 12	-	1 $\phi$ 8 + 2 $\phi$ 12	$\phi$ 8//0.20
<b>Vigas ao nível intermédio da torre mais alta</b>						
C=6	5 - 6 e C - D	0.25	2 $\phi$ 10	-	2 $\phi$ 8	$\phi$ 8//0.10
D=5	5 - 6 e C - D	0.40	4 $\phi$ 16	-	4 $\phi$ 8	$\phi$ 6//0.20
<b>Secção equivalente para os pares de vigotas ao nível do teto do Piso 0</b>						
Vp	B - C e C -D	0.16 x 0.1	3 $\phi$ 5	-	1 $\phi$ 5	-

É importante referir que se consideraram apenas as secções transversais nas extremidades de cada viga, ou seja em cada 5 metros são inseridas duas secções transversais. O mesmo processo foi aplicado aos pilares e aos pares de vigotas, definindo-se apenas as suas secções transversais extremas.

## 4.6.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Tabela 13 - Características dos materiais aplicados na modelação.

Betão C20/25				
$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	$\epsilon_{c1}$ (‰)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
25	2.2	30	2.0	24
Aço A400NR				
$E_s$ (GPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )		
200	400	78		

## 4.6.5. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES

As lajes de vigotas pré-esforçadas, com blocos de betão de aligeiramento, uma espessura total de 0.16m e as características apresentadas no anexo B.2., foram modeladas como diafragmas rígidos pois, como se mostrou no capítulo 3, as diferenças apresentadas entre os dois tipos de laje não são significativas. Estas lajes são unidireccionais, descarregando apenas numa direção, como se pode ver na planta da fig. 36.

## 4.6.6. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

## 4.6.6.1. Materiais utilizados na construção das paredes

As paredes do piso 0 e das torres são constituídas por tijolos cerâmicos de 11 (300 x 200 x 110mm<sup>3</sup>) e 15 (300 x 200 x 150mm<sup>3</sup>).



Fig. 46 – Paredes de alvenaria de enchimento exteriores.

No piso 0 existem paredes interiores e paredes exteriores (ver fig.C.1 do anexo C.1.). As paredes interiores foram construídas com o tijolo de 15, enquanto as exteriores foram executadas com tijolo de 11 e de 15, apresentando uma espessura total de 35cm (caixa de ar de 9cm). Contudo, para efeitos de cálculo, considerar-se-á como resistente apenas o tijolo de 15, pois como se pode verificar no pormenor a tracejado da fig.46, um dos tijolos envolve o pilar pela parte exterior. As paredes das torres (ver anexo C.2. e C.3.) partilham das características das paredes exteriores do piso 0. Após consulta bibliográfica (PRECERAM, 2014) verificou-se que um tijolo de 15 apresenta uma resistência à compressão média de 1.5MPa e um peso volúmico de aproximadamente 6.4KN/m<sup>3</sup>. Tendo em conta as conclusões

das análises de sensibilidades utilizou-se para todas as paredes o valor da resistência da diagonal comprimida igual a 324.5KPa e módulo de elasticidade igual a 2136.28MPa, correspondentes aos valores obtidos do ensaio da parede da FEUP (Furtado et al., 2016), já apresentado.

#### 4.6.6.2. Parâmetros empíricos, mecânicos e geométricos utilizados no modelo numérico da alvenaria

Com base no que foi estudado nos capítulos 2 e 3 indicam-se na tabela 14 os valores adotados para os parâmetros empíricos e mecânicos das paredes do modelo.

Tabela 14 - Parâmetros empíricos e mecânicos utilizados no modelo numérico.

Parâmetros Empíricos	Paredes do piso 0 e das torres	Parâmetros Mecânicos	Paredes do piso 0 e das torres
$\gamma_{un}$	1.7	$f_t$ (MPa)	0.0
$\alpha_{re}$	0.2	$\tau_0$ (MPa)	0.3
$\alpha_{ch}$	0.7	$\mu$	1.2
$\beta_a$	2.0	$\tau_{max}$ (MPa)	1.0
$\beta_{ch}$	0.9	$\epsilon_m$	0.0012
$\gamma_{plu}$	1.0	$\epsilon_u$	0.024
$\gamma_{plr}$	1.1	$\epsilon_{cl}$	0.004
$e_{x1}$	3.0	$f_{m\theta}$ (KPa)	324.5
$e_{x2}$	1.0	$E_m$ (MPa)	2136.28

O facto de existir uma grande diversidade de vigas, pilares, dimensões das paredes e aberturas (ver do anexo C.1 ao C.4.), conduziu ao cálculo de várias paredes com características geométricas diferentes. O cálculo dos parâmetros geométricos é realizado com base no já apresentado na tabela 5 do capítulo 2 e no capítulo 3, de acordo com as características de cada painel de enchimento. Foi utilizada a hipótese de Paulay (Paulay & Priestley, 1992) para o cálculo da largura da escora. Para inclusão da influência das aberturas na área da escora considerou-se a hipótese de Smyrou (Smyrou & Pinho, 2006) exposta na tabela 5 do capítulo 2. Todas as características geométricas relativas a todas as paredes consideradas no modelo numérico encontram-se da tabela C.7 à tabela C.11 do anexo C.6.

#### 4.6.7. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

As ações verticais estão identificadas na memória descritiva e justificativa do projeto de execução de estabilidade. Contudo, não são indicados os seus valores. As ações apresentadas são: peso próprio dos elementos, peso próprio da cobertura, carga dos sistemas de AVAC, cargas das lajes aligeiradas, revestimentos e sobrecarga.

O peso próprio dos pilares e vigas é considerado de forma automática pelo programa (Seismosoft, 2014), uma vez que este é definido nas propriedades destes elementos. O peso próprio da cobertura foi desprezado, pois a sua contribuição seria muito reduzida, não tendo significado em termos estruturais.

Na memória descritiva e justificativa não é referido o valor nem a localização das cargas introduzidas pelos sistemas de AVAC. Posto isto, através do contato com as entidades que gerem o edifício e através da visita ao local, foi possível identificar a localização destas cargas, apresentada na fig. 47 pelos retângulos a tracejado. Para o valor da carga AVAC adotou-se  $2\text{KN/m}^2$ .

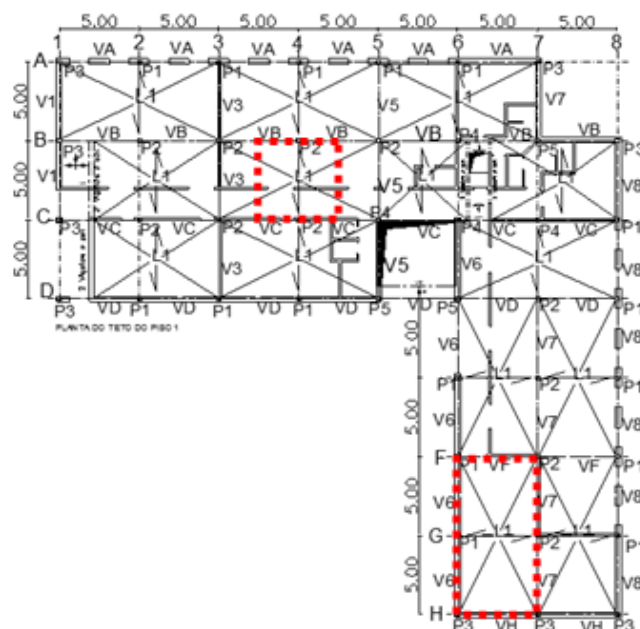


Fig. 47 - Localização dos sistemas de AVAC presentes no teto do piso 0.

As ações da laje, revestimentos e sobrecarga foram consideradas da forma indicada em seguida.

Através do mapa de lajes aligeiradas apresentado nos desenhos das estruturas (anexo B.2.) foi possível identificar a empresa e o tipo de laje aligeirada utilizado. Para a identificação do valor destas três ações recorreu-se: (i) a fichas técnicas da empresa para a identificação das características da laje aligeirada (CIPROL, 2014), (ii) ao EC0 (Eurocódigo0, 2009) e ao EC1 – Parte 1 (Eurocódigo1-1, 2009) para a identificação das restantes ações. Apresentar-se-á na tabela 15 as ações e os correspondentes valores adotados baseados nos documentos anteriores.

Tabela 15 - Valor das ações consideradas.

Ação	Valor ( $\text{KN/m}^2$ )
Peso próprio da laje aligeirada por vigotas pré – esforçadas	2.20
Revestimentos	1.00
Sobrecarga (Categoria H - Cobertura)	0.40

Uma vez conhecidos os valores das ações procedeu-se à sua combinação através da equação seguinte:

$$P_{sd} = G_k + \varphi \times \psi_{2,i} \times Q_{ki} \quad (20)$$

Onde:

$G_k$ : Valor característico das ações permanentes;

$Q_{ki}$ : Valor característico da ação variável  $i$ ;

$\phi$ : Coeficiente de ocupação;

$\psi_{2,i}$ : Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável  $i$ .

Obtiveram-se assim os valores da carga total por piso, que são apresentados na tabela 16.

Tabela 16 - Ações ao nível de cada piso.

Nível	$G_k(\text{KN/m}^2)$	$\phi$	$\psi_{2,i}$	$Q_k(\text{KN/m}^2)$	$P_{sd}(\text{KN/m}^2)$
Laje teto das torres	2.20	1	0	0.4	2.20
Laje teto do Piso 0	3.20	1	0	0.4	3.20

Após o cálculo de todas as cargas, procedeu-se à sua distribuição pelas respetivas vigas através das áreas de influência, tendo em conta a direção de atuação das lajes (ver fig. 36).

#### 4.6.8. MODELO NUMÉRICO SEM PAREDES E MODELO NUMÉRICO COM PAREDES

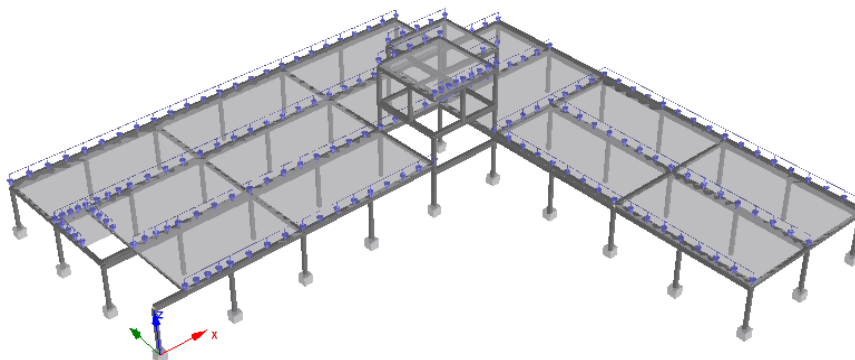


Fig. 48 - Modelo numérico sem paredes.

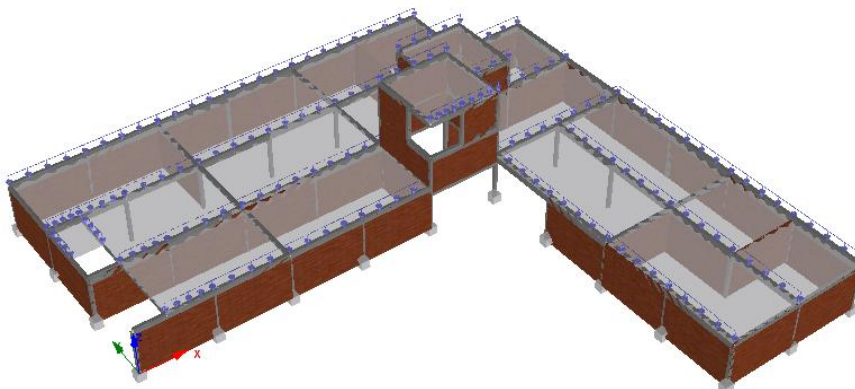


Fig. 49 – Modelo numérico com paredes.

#### 4.7. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM BASE NA GAMA DE FREQUÊNCIAS OBTIDAS *IN-SITU*

Através de uma análise modal (“*eigenvalue*”), que será apresentada posteriormente, obtiveram-se as frequências apresentadas na tabela 17 para os modos de vibração do modelo numérico com paredes, com movimento predominantemente nas duas direções horizontais e de torção.

Tabela 17 – Frequências naturais do modelo numérico com paredes.

Modelo numérico com paredes		
Direção	Modo	Frequências naturais (Hz)
X	2	9.57
Y	1	9.11
Torção	5	11.41

As deformadas modais para a direção X, Y e de torção serão apresentadas e discutidas posteriormente no capítulo 4.

Apesar de existirem algumas dúvidas relativas às frequências e modos de vibração, acredita-se que o modelo reflita com precisão a resposta do edifício, uma vez que a gama de frequências obtidas aquando das excitações (9 -11Hz) é muito semelhante à gama de frequências do modelo numérico (tabela 17).

#### 4.8. APLICAÇÃO DE FORÇAS AO NÍVEL DAS LAJES DE TETO DAS TORRES NAS ANÁLISES *PUSHOVER*

##### 4.8.1. ABORDAGEM

Durante a realização das análises *pushover* nos modelos numéricos apresentados, verificou-se que quando eram incluídas forças ao nível das lajes de teto do piso 1 e das duas torres, o programa de cálculo deixava de convergir e não concluía as análises.

Esta abordagem passará inicialmente por mostrar que, quando são colocadas forças ao nível das lajes de teto do piso 1 e das duas torres, se cria um eventual mecanismo que impede a conclusão das análises. Posteriormente, foi construído a partir do modelo sem paredes (ver fig. 48) um modelo apenas com as duas torres (ver fig. 55), que foi sujeito a análises *pushover*. Por fim, são apresentadas as conclusões desta análise e a estratégia seguida nos cálculos posteriores.

##### 4.8.2. CONSTATAÇÃO DA IMPOSSIBILIDADE DA FINALIZAÇÃO DAS ANÁLISES *PUSHOVER*

Consideraram-se dois modelos sem paredes: o modelo 1, que inclui forças ao nível das lajes de teto do piso 1 e das duas torres (ver fig. 50) e o modelo 2, que inclui apenas forças ao nível da laje de teto do piso 1 (ver fig. 53). No programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014) realizaram-se análises *pushover* convencionais e *pushover* adaptativas com distribuições de cargas laterais apresentadas nas fig. 50 e 53 para as duas direções XX e YY. Não existe uma distinção entre distribuições triangulares e retangulares porque se trata de uma estrutura de um só piso e o programa *SeismoStruct* (versão de estudan-

te) só permite a introdução de cargas incrementais nos nós. Os resultados das análises *pushover* para os dois modelos são apresentados nas fig. 51, 52 e 54.

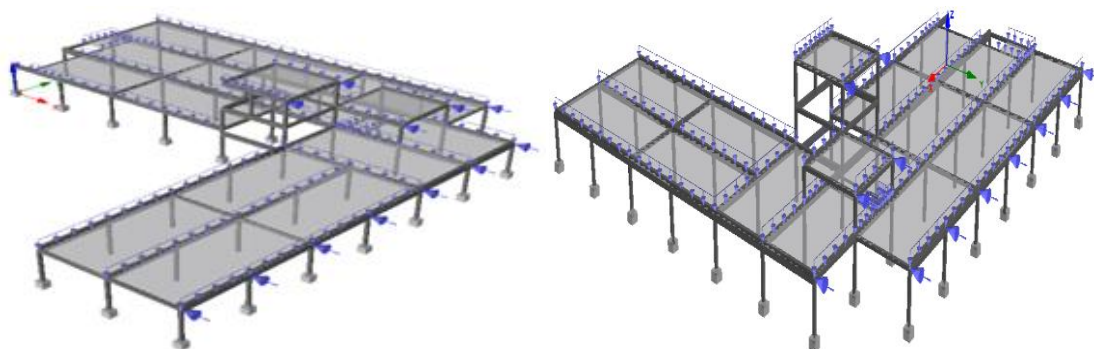


Fig. 50 – Modelo 1 – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita).

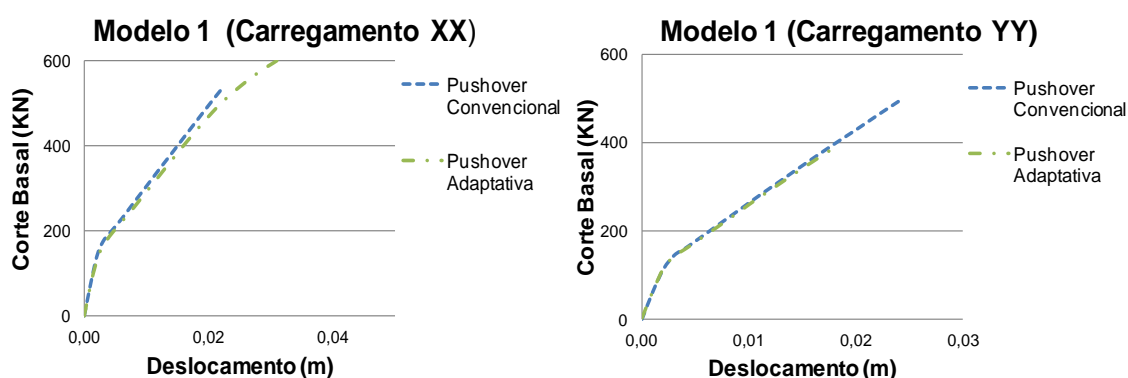


Fig. 51 – Curvas de Capacidade do modelo 1 para as duas direções XX (esquerda) e YY (direita).



Fig. 52 – Mecanismo criado no modelo 1 (com forças nas torres) do carregamento XX (esquerda) e YY (direita).

Na tabela 18 apresentam-se os *drifts* máximos experimentados pelo modelo 1, ou seja com forças ao nível do piso 1 e das lajes de teto das torres.

Tabela 18 – *Drifts* máximos atingidos no final das análises do modelo 1.

	<i>Drift</i> máximo (%)	
	X	Y
Nível do teto do piso 0	1.23	0.74
Nível do teto da torre menor	7.66	4.03
Nível do teto da torre maior	27.23	5.98

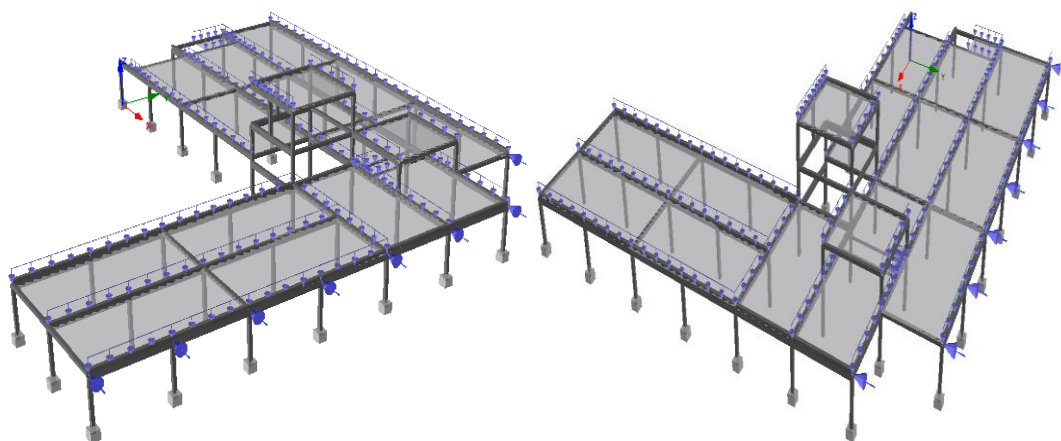


Fig. 53 - Modelo 2 – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita).

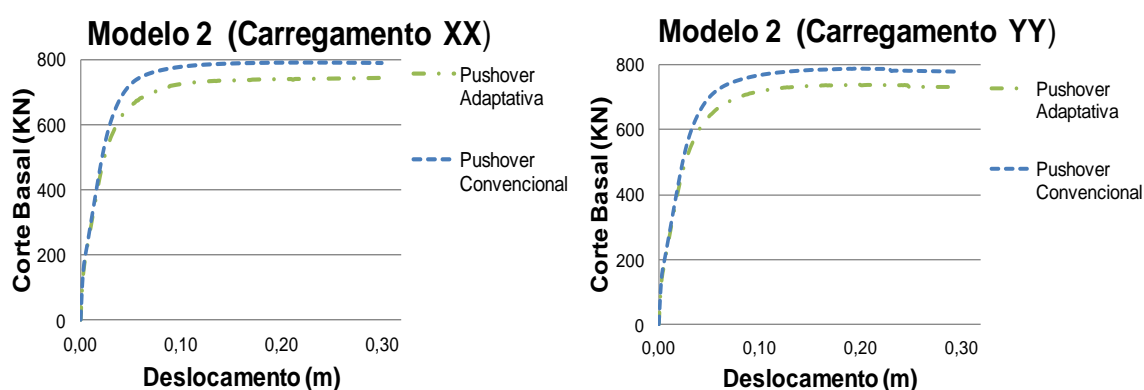


Fig. 54 - Curvas de Capacidade do modelo 2 para as duas direções XX (esquerda) e YY (direita).

Conclui-se através destes resultados que, de facto, a não finalização das análises está associada à formação de mecanismos nos corpos das torres.

#### 4.8.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA SIMPLIFICADA COM AS DUAS TORRES

O modelo numérico da estrutura simplificada com as duas torres utilizado na análise destes corpos encontra-se representado na fig. 55. Realizaram-se análises *pushover* convencionais, com e sem a consideração dos critérios de desempenho da capacidade última de corte e de rotação de corda. Para além disso, na hipótese que considera os critérios de desempenho, foi colocada a opção “Sem Resistência Residual”, ou seja, quando o critério de desempenho é atingido, o elemento é eliminado para assim ser possível detetar o *drift* para o qual esta estrutura instabiliza. A questão dos critérios de desempenho e as opções associadas será tratada com mais rigor no capítulo 5.

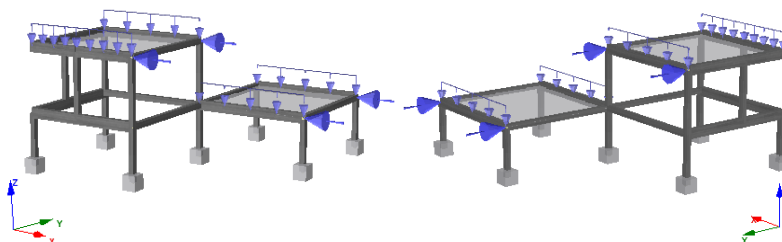


Fig. 55 – Modelo simplificado com as duas torres – Carregamento XX (esquerda) e Carregamento YY (direita).



Os resultados das análises *pushover* são apresentados na fig. 56 e na tabela 19.

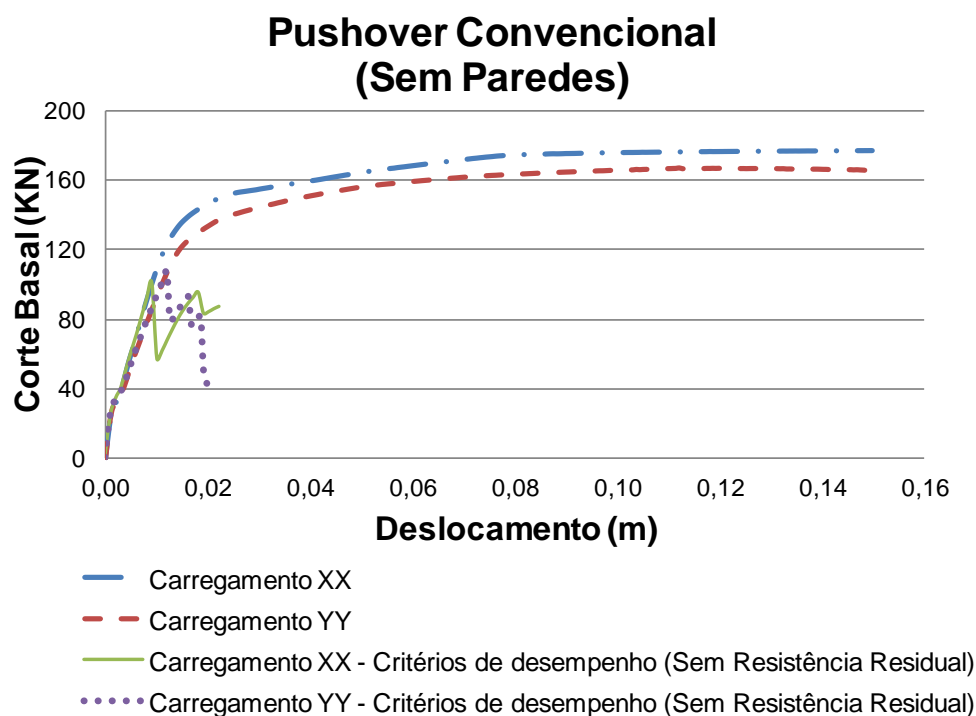


Fig. 56 – Curvas de Capacidade do modelo simplificado com duas torres.

Tabela 19 – *Drifts* máximos atingidos pela estrutura das duas torres nas análises com critérios de desempenho associados.

	<i>Drift</i> máximo (%)	
	X	Y
Nível do teto da torre menor	1.29	1.51
Nível do teto da torre maior	0.96	1.22

Estes resultados mostram que as torres representam uma parte bastante débil da estrutura, sendo que as análises não conseguem finalizar, pois atingem *drifts* demasiado elevados que conduzem a um colapso antecipado, como se verifica através da comparação dos valores das tabelas 18 e 19. Estas duas torres constituem, como se pode observar, uma das primeiras debilidades desta estrutura identificadas até ao momento. É também já possível concluir que, nas análises *pushover*, esta estrutura terá de ser analisada separadamente da restante estrutura.

#### 4.8.4. ESTRATÉGIA PARA PROSSEGUIR COM AS ANÁLISES TENDO EM CONTA O EFEITO DAS TORRES

Apesar da não inclusão das forças ao nível das lajes de teto destas torres permitir a finalização das análises, não corresponderia à realidade nem seria correto desprezar estas forças. A não introdução destas forças ao nível das lajes de teto destas torres implicaria que se desprezasse a mobilização desta massa na ocorrência de um eventual sismo, ou seja, não seriam contabilizados os efeitos que estas duas torres iriam introduzir na restante estrutura.

Posto isso, e uma vez que se pretendia que estas torres não inviabilizassem as análises, a estratégia que se adotou passou por dotar a estrutura das duas torres com uma maior rigidez e resistência. Para isso, aumentou-se, artificialmente, a secção dos pilares e a resistência do aço de todos os elementos constituintes desta estrutura das duas torres (fig.55). Note-se que este aumento de secção dos pilares provoca um incremento da massa que não corresponde à realidade, mas que é pouco significativo. Desta forma, foi possível incluir os efeitos introduzidos pelas torres na globalidade da estrutura, evitando-se o seu colapso prematuro.

O modelo com paredes, apesar de não ter sido incluído nesta análise foi tratado da mesma forma por uma questão de coerência na análise de resultados.

#### 4.9. ENCASTRAMENTO DA ESTRUTURA AO NÍVEL DO PISO 0

Neste ponto procura-se justificar a consideração do encastramento da estrutura ao nível do piso 0 e não do piso -1. Para isso, considerou-se o modelo numérico sem paredes e simulou-se o piso -1 de acordo com a informação recolhida no local durante as visitas. Após essa modelação, realizaram-se análises *pushover* avaliando o comportamento da estrutura. Por fim, retiram-se as devidas conclusões.

##### 4.9.1. MODELO NUMÉRICO

Nesta análise foi utilizado o modelo numérico do edifício sem paredes, no qual se introduziu o piso -1. Apesar do que se conclui sobre as características dos pilares e vigas deste piso no ponto 4.4. considerar-se-á de forma simplificada que as suas características serão iguais às do piso 1 já apresentado. As únicas diferenças assentam na quantificação das ações e no comprimento dos pilares que agora irá variar entre 1 e 3 m, tal como foi identificado no ponto 4.4. Importa ainda referir que este modelo terá em conta o que se conclui no ponto 4.8. relativamente à estrutura das duas torres, ou seja incluirá o aumento de rigidez e de resistência das torres.

A quantificação das ações ao nível do pavimento do piso 0 foi realizada de forma análoga ao exposto no ponto 4.6.7., mas considerando que neste piso estamos perante uma ocupação do tipo Categoria B – Escritórios (ver tabela 20). A distribuição desta carga pelos elementos foi análoga ao que se realizou no piso 1.

Tabela 20 – Quantificação das ações ao nível da laje do teto do piso -1

Nível	$G_k(\text{KN/m}^2)$	$\varphi$	$\Psi_{2,i}$	$Q_k(\text{KN/m}^2)$	$P_{sd}(\text{KN/m}^2)$
Laje teto do piso -1	3.20	0.8	0.30	3	3.92

A fig.57 procura clarificar de forma simplificada a variação do comprimento dos pilares encontrada nas visitas. Esta variação considera os lintéis e paredes de blocos de betão a diferentes cotas, tal como foi descrito anteriormente. O modelo numérico utilizado encontra-se ilustrado na fig.58.

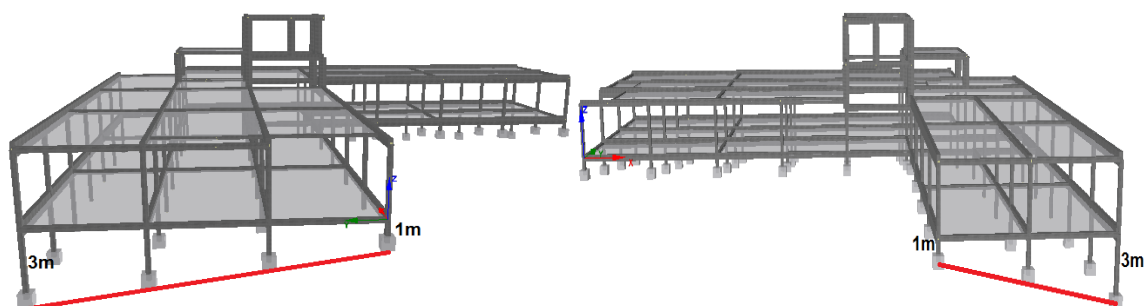


Fig. 57 – Variação simplificada do comprimento dos pilares considerada.

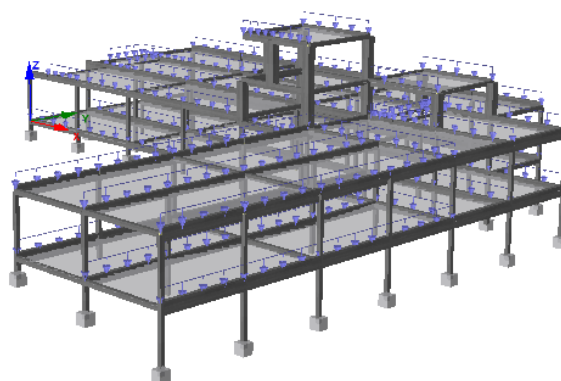


Fig. 58 – Modelo numérico considerado nesta análise.

#### 4.9.2. ANÁLISES PUSHOVER E RESULTADOS

Finalizada a modelação, procedeu-se à execução das diferentes análises. Os resultados são apresentados nas fig. 59 e 60.

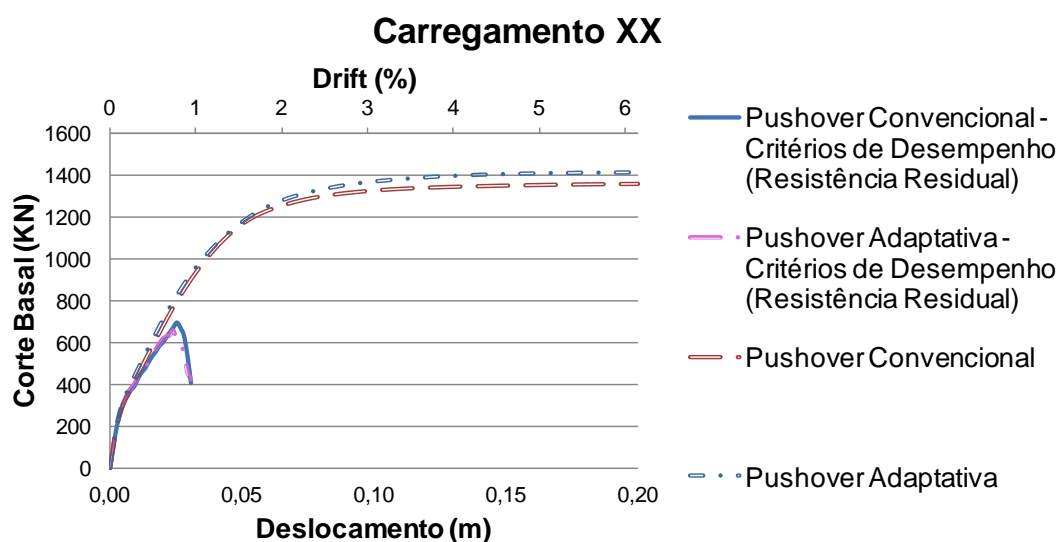


Fig. 59 – Curvas de capacidade com e sem a avaliação dos critérios de desempenho – Carregamento XX.

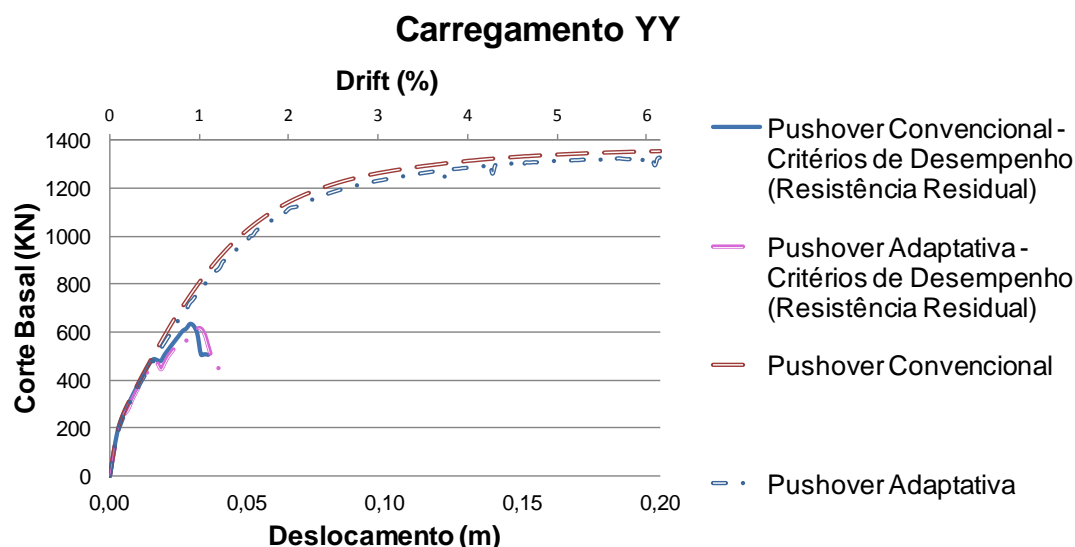


Fig. 60 - Curvas de capacidade com e sem a avaliação dos critérios de desempenho – Carregamento YY.

Apresentam-se em seguida as deformadas (fig. 61) associadas aos deslocamentos máximos obtidos através das análises com critérios de desempenho associados (ver fig. 59 e 60).

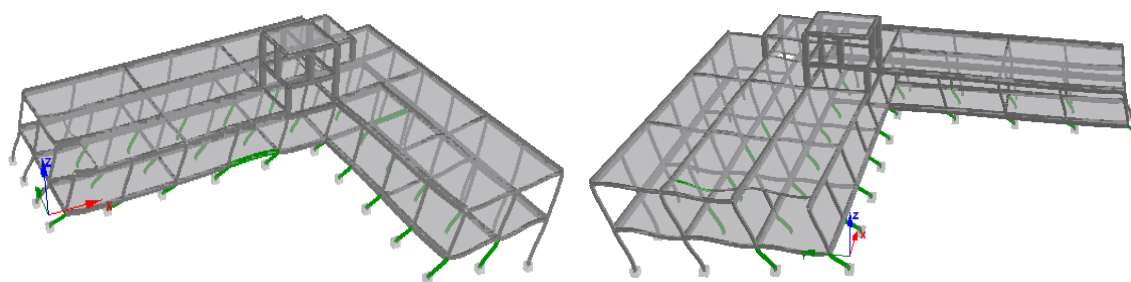


Fig. 61 – Deformadas e rotura de elementos associados à finalização das análises com critérios de desempenho para o carregamento em XX (esquerda) e para o carregamento em YY (direita). A cor verde identifica os elementos que excederam a capacidade de corte.

#### 4.9.3. CONCLUSÕES

Em primeiro lugar, frisa-se que se trata de uma análise simplificada, ou seja para que esta análise fosse precisa ter-se-iam de incluir os impulsos das terras que existem em todo o perímetro, retirar informações precisas sobre os elementos deste piso e introduzir na modelação as paredes. Contudo, considera-se que esta análise seja suficiente para retirar as devidas ilações relativas ao comportamento global do edifício. Tal como previsto, observa-se na fig. 61 a criação de mecanismos do tipo pilar curto, ou seja a introdução dos lintéis e paredes a cotas distintas das extremidades dos pilares conduz a que estes pilares sofram rotura prematura por corte.

Assim sendo, e dada a não utilização do piso -1 como área útil (facto confirmado no local durante a visita), considera-se que não existem razões que justifiquem a sua existência, propondo-se que o espaço interior deste piso seja totalmente aterrado. Em particular, as análises de vulnerabilidade sísmica apresentadas no capítulo 5 consideram que esse aterro foi realizado e que a estrutura se encontra encastrada ao nível térreo do piso 0. Desta forma, contornam-se os problemas gerados pela cave e pelo desconhecimento das verdadeiras características deste piso, e evita-se a necessidade de simulação do terreno envolvente e da sua interação com a estrutura do piso -1.

## 4.10. ANÁLISES REALIZADAS

### 4.10.1. ANÁLISES DE MODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO (“EIGENVALUE”)

Esta análise realizada pelo programa “*SeismoStruct*” (Seismosoft, 2014) permite conhecer os modos e frequências próprias de vibração da estrutura. Da análise realizada neste trabalho pelo algoritmo “*Lanczos*” (Hughes, 1987) resultam todos os deslocamentos e massas mobilizadas em cada modo.

### 4.10.2. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES *PUSHOVER*

Foram realizadas análises *pushover* convencionais (“*Static Pushover Analysis*”) e adaptativas (“*Static-Adaptive Pushover Analysis*”), baseadas na aplicação de forças para estimar a capacidade da estrutura. As cargas são aplicadas ao nível do piso 1 e das lajes de teto das duas torres, considerando-se o aumento de rigidez e resistência para as torres identificado e justificado no ponto 4.8. Tal como se referiu anteriormente, não existe qualquer distinção entre distribuições de forças triangulares e retangulares.

Posto isto, foram realizadas as análises para o modelo sem paredes (Carregamento em XX e YY) e as análises para o modelo com paredes (Carregamento em XX e YY). Os resultados relativos a estas análises são tratados no capítulo 5.

### 4.10.3. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES

Foram comparados os resultados das análises *pushover* com os resultados das análises dinâmicas não lineares por forma a validar alguns dos resultados das análises *pushover*, pois, como se conclui no capítulo 2, as análises dinâmicas não lineares (ADNL) são, tendencialmente, as que melhor traduzem a resposta das estruturas.

As ADNL são usadas para prever a resposta não linear das estruturas sujeitas à ação sísmica. O programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014) refere que a integração direta das equações do movimento é realizada usando o algoritmo de integração de Hilber (Hilber, Hughes & Taylor, 1977), ou o esquema bem conhecido de Newmark, M. (Newmark, 1959) com o ajuste automático passo – tempo para uma ótima precisão e eficiência. A ação sísmica é modelada através da introdução de curvas de carregamento aceleração – tempo nos apoios. Neste trabalho utilizar-se-á o esquema de integração de Hilber (Hilber, Hughes & Taylor, 1977).

#### 4.10.3.1. Definição das curvas de carregamento aceleração - tempo

Utilizou-se o programa “*SeismoArtif*” (Seismosoft, 2016) para a criação de acelerogramas artificiais. Estes acelerogramas são criados a partir do espectro definido pelo EC8 – Parte 1 tendo em conta o tipo de terreno, o tipo de sismo (1 ou 2) e considerando 5% de amortecimento. Como não existe informação sobre o tipo de terreno, adotou-se o terreno tipo B. Definidos os espectros é necessário escolher o tipo de função a utilizar, onde se considerou para sismos afastados, tipo 1, a função trapezoidal de Housner (Housner, Jennings & Tsai, 1968) e para os sismos próximos, tipo 2, a função de Saragoni (Saragoni & Hart, 1973). O método de cálculo selecionado foi o “*Artificial accelerogram generation*” definido por Gasparini (Gasparini & Vanmarcke, 1976) com um conjunto aleatório de ângulos de fase com amplitudes calculadas pela função de densidade de potência. Segundo o EC8 – Parte 1, devem utilizar-se para cada tipo de sismo 3 acelerogramas, tendo sido gerados acelerogramas com uma duração de 30 segundos. Os acelerogramas utilizados são apresentados no anexo D.1.

#### 4.10.3.2. Amortecimento

Nas análises dinâmicas não lineares, o amortecimento hysterético, que geralmente é responsável pela dissipação da maioria da energia introduzida pela ação sísmica, já é implicitamente considerado na formulação dos modelos de fibra não lineares dos elementos inelásticos do pórtico. Contudo, existe uma pequena quantidade de amortecimento do tipo não hysterético que também é mobilizado durante a resposta dinâmica das estruturas através de fenómenos como o da fricção entre elementos estruturais e não estruturais (Seismosoft, 2014). Para a definição deste amortecimento, também responsável por alguma dissipação de energia, considerou-se a hipótese de Rayleigh. No amortecimento de Rayleigh, é necessário definir os valores do período e do amortecimento do primeiro e do último modo de vibração relevantes. Estes valores servem para definir os coeficientes multiplicadores das matrizes de massa e de rigidez. Para o modelo com e sem paredes utilizar-se-á o período do primeiro e último modo relevantes obtidos através das análises de modos e frequências próprias de vibração e um coeficiente de amortecimento de 2% baseado no trabalho de Chopra (Chopra & McKenna, 2016).

# 5

## ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo proceder-se-á à avaliação da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo exposto no capítulo 4. Serão descritos os parâmetros de desempenho avaliados em cada análise, procurando comparar-se sempre estes parâmetros com as principais exigências contempladas no EC8.

A vulnerabilidade sísmica do edifício foi realizada através dos tipos de análise já referidos no capítulo 4: *pushover* e ADNL. Previamente foram determinadas e analisadas as frequências e os modos próprios de vibração da estrutura. Estes resultados permitiram calibrar o modelo numérico em termos de rigidez, e forneceram dados para o cálculo do deslocamento - alvo.

Relativamente às análises *pushover*, são apresentados os resultados para os modelos numéricos com e sem paredes. Os parâmetros avaliados nestas análises são essencialmente os *drifts* máximos e as curvas de capacidade associadas aos critérios de desempenho relativos à capacidade última de corte e à capacidade última de rotação da corda. Nas análises *pushover* será também calculado o deslocamento - alvo para os modelos com e sem paredes. A partir destes valores será avaliado o desempenho dos modelos. O modelo sem paredes será avaliado relativamente ao seu deslocamento – alvo. O modelo com paredes será avaliado simultaneamente mediante o seu deslocamento – alvo e mediante o deslocamento – alvo obtido para o modelo sem paredes, por forma a avaliar o contributo das paredes de enchimento no desempenho da estrutura relativamente ao modelo sem paredes.

A capacidade última de corte (“*Shear Capacity*”) e de rotação de corda (“*Chord Rotation Capacity*”) (ver expressões (2) e (3)) já apresentadas no capítulo 2 são calculadas automaticamente pelo programa *SeismoStruct*, segundo o EC8 - Parte 3 (Eurocode8-3, 2005).

Os resultados das ADNL serão comparados com os resultados obtidos nas análises *pushover* por forma a validar as análises *pushover*. Para as ADNL, serão também apresentados os *drifts* máximos e a avaliação dos modelos com e sem paredes, associados aos critérios de desempenho de capacidade última de corte e rotação de corda já expostos.

Os objetivos fulcrais destas análises são a avaliação da influência dos diferentes parâmetros que participam nas análises e a identificação das principais debilidades e problemas da estrutura.

## 5.2. ANÁLISES DE MODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO (“EIGENVALUE”)

### 5.2.1. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Dado o grau de irregularidade em planta deste edifício, não existem modos de vibração que mobilizem a totalidade da massa da estrutura apenas numa direção. Os modos de vibração que serão apresentados para as direções X e Y mobilizam a maior parte da massa nessa direção. Contudo, também mobilizam massas consideráveis noutra direção, já que apresentam sempre alguma torção associada. Não são por isso modos facilmente identificáveis apenas pela forma da sua deformada, como acontece no caso de estruturas simples e regulares. Esta análise relativa às massas mobilizadas em cada modo resulta diretamente do cálculo das massas modais efetivas de cada modo efetuado pelo programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014). Serão também apresentados os modos que apresentam predominantemente torção. Os valores das frequências naturais dos três modos de vibração mais relevantes de cada modelo são apresentados na tabela 21. Nas fig. 62, 63, 64, 65 e 66 ilustra-se a deformada associada a cada modo de vibração.

Tabela 21 – Frequências naturais dos modelos com e sem paredes nas direções X e Y.

Edifício do caso de Estudo					
Modelo numérico sem paredes					
Direção	Modo	Massa modal efetiva (%)			Frequências naturais (hz)
X	2	Ux	UY	RZ	2.40
		57.18	16.4	24.92	
Y	1	UX	UY	RZ	2.21
		4.51	76.81	16.84	
Torção	3	UX	UY	RZ	2.66
		37.02	3.83	57.68	
Modelo numérico com paredes					
Direção	Modo	Massa modal efetiva (%)			Frequências naturais (hz)
X	2	UX	UY	RZ	9.57
		87.49	5.76	0.95	
Y	1	UX	UY	RZ	9.11
		4.06	79.36	12.23	
Torção	5	UX	UY	RZ	11.41
		1.81	4.74	70.98	

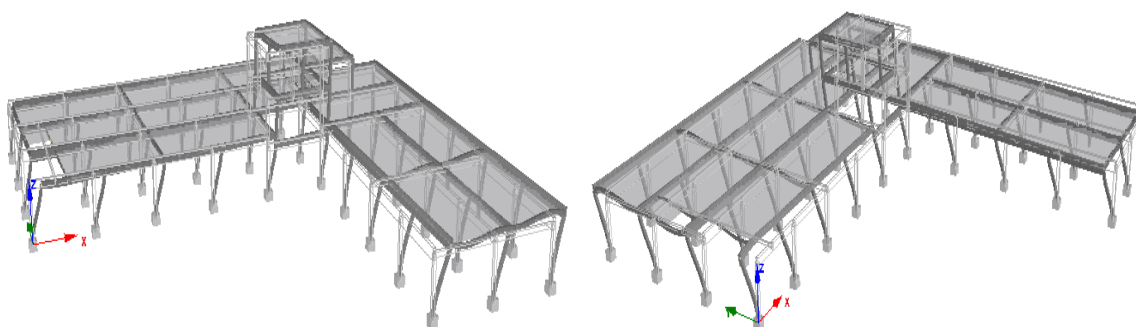


Fig. 62 – Deformada dos modos de vibração na direção X (esquerda) e Y (direita) do modelo sem paredes.



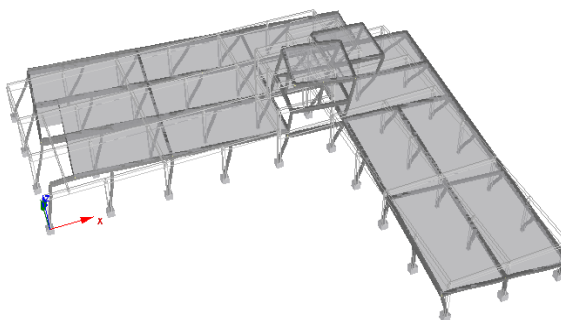


Fig. 63 – Deformada do modo de vibração predominantemente de torção do modelo sem paredes.

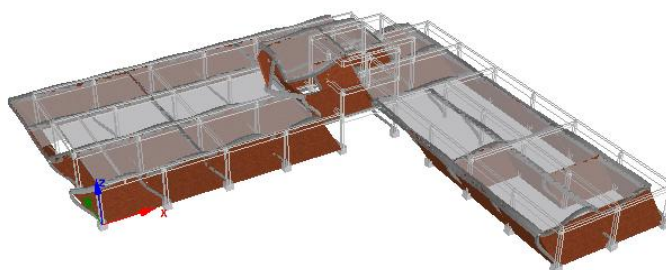


Fig. 64 - Deformada do modo de vibração na direção X do modelo com paredes.

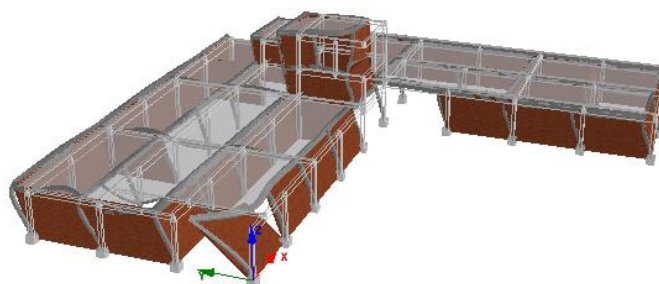


Fig. 65 - Deformada do modo de vibração na direção Y do modelo com paredes.

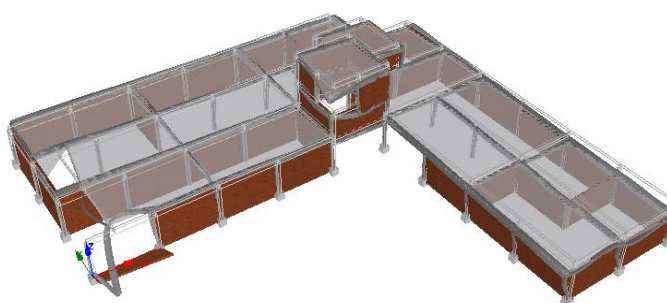


Fig. 66 - Deformada do modo de vibração predominantemente de torção do modelo com paredes.

Como se pode verificar, existe um efeito local de uma parede nas fig. 65 e 66 que é explicado pela ausência de uma viga entre o alinhamento C e D. De facto, foi identificada a existência de fissuração exatamente nesta zona, que será apresentado mais à frente e que vem corroborar esta debilidade local.

### 5.3. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES (*PUSHOVER*)

#### 5.3.1. CURVAS DE CAPACIDADE DOS MODELOS COM E SEM PAREDES PARA AS DUAS DIREÇÕES

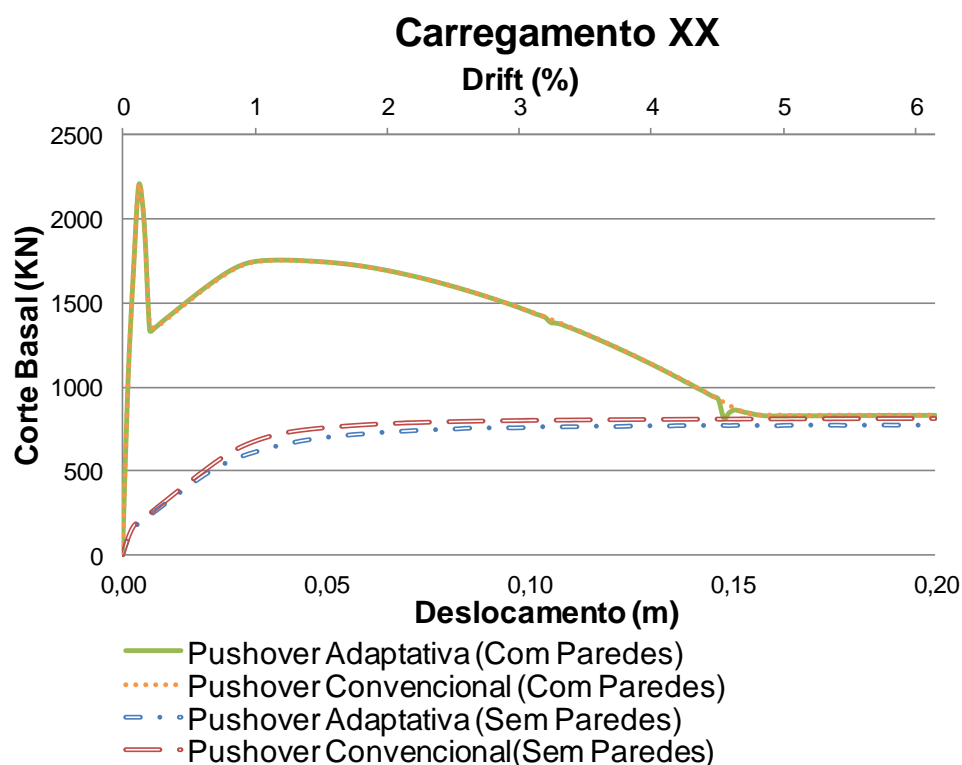


Fig. 67 – Curvas de Capacidade dos modelos com e sem paredes - Carregamento XX.

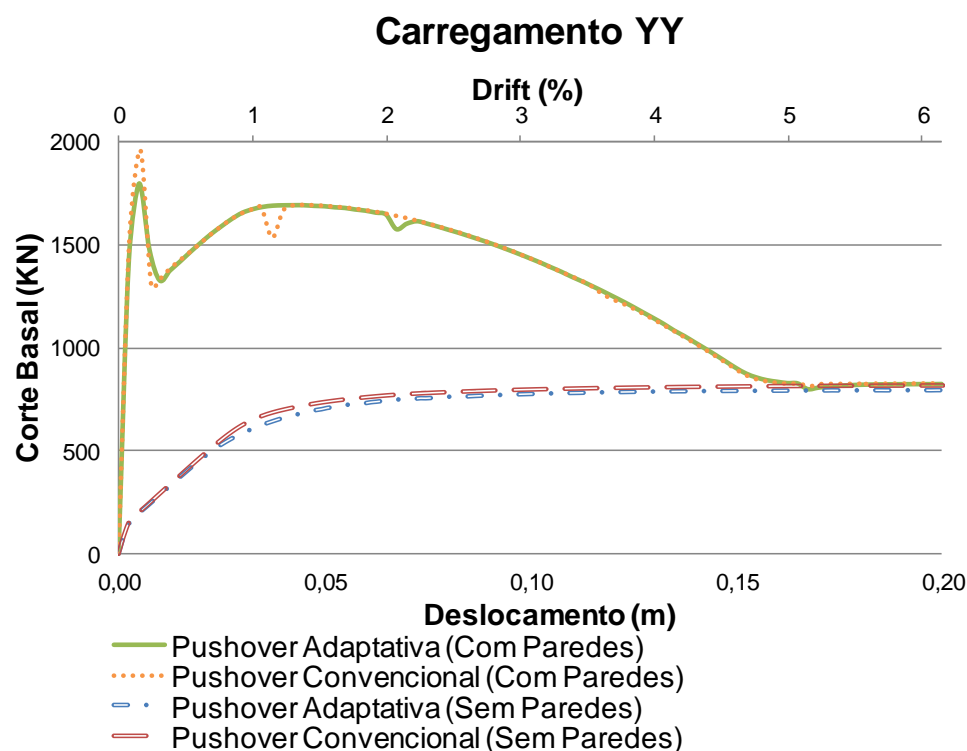


Fig. 68 - Curvas de Capacidade dos modelos com e sem paredes – Carregamento YY.

Nas tabelas 22 e 23 apresentam-se os valores mais relevantes relativos às curvas de capacidade das fig. 67 e 68. Os *drifts* apresentados dizem respeito aos *drifts* entre o piso 0 e o piso 1.

Tabela 22 – Valores relativos às curvas de capacidade da direção X apresentadas na fig. 67.

<b>Direção X</b>						
<b>Modelo Sem Paredes</b>			<b>Modelo Com Paredes</b>			
			<b>1º Pico</b>		<b>2º Pico</b>	
Análise	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)
<i>Pushover</i> Convencional	815.33	6.15	2205.21	0.12	1755.80	1.20
<i>Pushover</i> a Adaptativa	779.25	5.78	2208.06	0.12	1758.31	1.20

Tabela 23 - Valores relativos às curvas de capacidade da direção Y apresentadas na fig. 68.

<b>Direção Y</b>						
<b>Modelo Sem Paredes</b>			<b>Modelo Com Paredes</b>			
			<b>1º Pico</b>		<b>2º Pico</b>	
Análise	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)	F <sub>máx</sub> (KN)	Drift (%)
<i>Pushover</i> Convencional	814.09	6.15	1958.04	0.15	1691.38	1.38
<i>Pushover</i> Adaptativa	791.16	5.94	1799.92	0.15	1694.31	1.32

Os resultados anteriores permitem identificar uma maior resistência da estrutura conferida pela introdução das paredes de alvenaria de enchimento, como já havia sido referido por vários autores (e.g. (Furtado, Rodrigues & Arêde, 2014) e (Akhoundi, Lourenço & Vasconcelos, 2014)). Observa-se que o comportamento da curva de capacidade com paredes tem um pico inicial que sofre uma queda abrupta e recupera de seguida até atingir a força última de cedência, prosseguindo até alcançar a resistência do pórtico de betão armado sem paredes. Este comportamento é típico das paredes e está diretamente relacionado com o comportamento destes elementos utilizado neste programa: a rotura após o primeiro pico corresponde à rotura da primeira escora, sucedendo-se a formação/ativação da segunda escora, que proporciona, como se vê, resistência adicional. Quando esta segunda escora atinge o seu limite de capacidade resistente, as deformações progridem, fazendo tender a curva para o valor de resistência do pórtico de betão armado. É também possível verificar que no modelo com paredes existe um pico inicial mais elevado na direção XX, quando comparada com a direção YY. Este facto pode ser justificado pelo maior número de paredes interiores existentes na direção XX relativamente à direção YY (ver fig.49).

### 5.3.2. DESLOCAMENTO – ALVO

O cálculo do deslocamento - alvo foi efetuado através do procedimento apresentado no capítulo 2 que se reporta ao descrito no EC8 - Parte 1.

### Características do Espectro do EC8 utilizado

Como não existe informação relativa ao tipo de terreno, foi considerado um terreno do tipo B.

Tabela 24 – Características do espectro do EC8.

	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
S	1.35	1.35
Terreno Tipo B		
$T_B(s)$	0.10	0.10
$T_C(s)$	0.60	0.25
$T_D(s)$	2.00	2.00
$\gamma_I$ (Classe IV)	1.95	1.50
$a_{gr} (m/s^2)$	0.60	1.10
$a_g (m/s^2)$	1.17	1.65
$\eta$ ( $\xi=5\%$ )	1.00	1.00

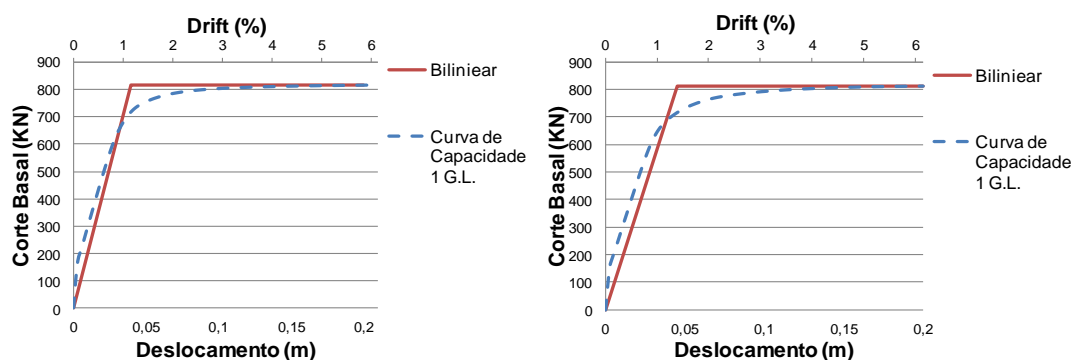
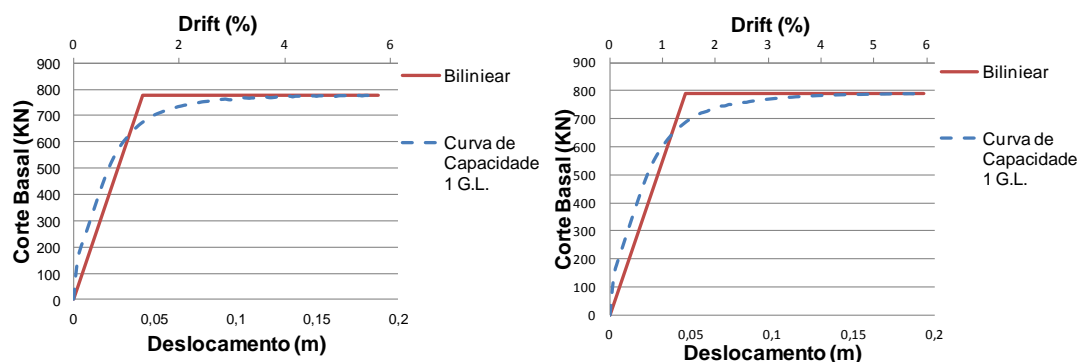
### 5.3.2.1. Deslocamento – alvo para o modelo sem paredes

#### Determinação dos Fatores de transformação para um sistema de 1G.L. equivalente:

Tabela 25 – Fatores de transformação ( $\Gamma$ ).

	1º Modo (Y)	2º Modo (X)
$m^* = \sum m_i \phi_i$	307.38	307.38
$\sum m_i \phi_i^2$	307.38	307.38
$\Gamma$	1.00	1.00

#### Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica:


Fig. 69 – Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises *pushover* convencionais segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).

Fig. 70 - Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises *pushover* adaptativas segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).

Na tabela 26 expõe-se os valores das idealizações das curvas de capacidade dos sistemas de 1 G.L. e respetivos períodos relativos às fig. 69 e 70.

Tabela 26 - Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1 G.L. equivalente e respetivos períodos.

	Direção	Fy*(KN)	Em*	dm* (m)	dy* (m)	T* (s)
<i>Pushover</i> Convencional	X	815.33	147.01	0.200	0.039	0.766
	Y	814.09	144.48	0.200	0.045	0.819
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	779.25	129.88	0.188	0.043	0.815
	Y	791.16	134.53	0.193	0.047	0.845

### Desempenho sísmico do sistema de 1 G.L. equivalente:

Tabela 27 - Desempenho sísmico do sistema de 1 G.L. equivalente.

	Direção	Tipo 1	Tipo 2	Fy*/m*	Tipo de Período	det*(m)	qu	dt*(m) 1G.L.
		Se(T*) (m/s <sup>2</sup> )	Se(T*) (m/s <sup>2</sup> )					
<i>Pushover</i> Convencional	X	3.09	1.82	2.65	Médio e longo	0.046	-	0.046
	Y	2.89	1.70	2.65	Médio e longo	0.049	-	0.049
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	2.91	1.71	2.54	Médio e longo	0.049	-	0.049
	Y	2.80	1.65	2.57	Médio e longo	0.051	-	0.051

### Deslocamento – alvo da estrutura:

Tabela 28 – Deslocamento – alvo da estrutura sem paredes.

	Direção	dt* (m) 1G.L.	dt* (m) Estrutura	150% x dt* (m) Estrutura
<i>Pushover</i> Convencional	X	0.046	0.046	0.069
	Y	0.049	0.049	0.074
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	0.049	0.049	0.073
	Y	0.051	0.051	0.076

### 5.3.2.2. Deslocamento – alvo para o modelo com paredes

#### Determinação dos Fatores de transformação para um sistema de 1G.L. equivalente:

Tabela 29 – Fatores de transformação ( $\Gamma$ ).

	1º Modo (Y)	2º Modo (X)
$m^* = \sum m_i \phi_i$	340,39	340,39
$\sum m_i \phi_i^2$	340,39	340,39
$\Gamma$	1.00	1.00

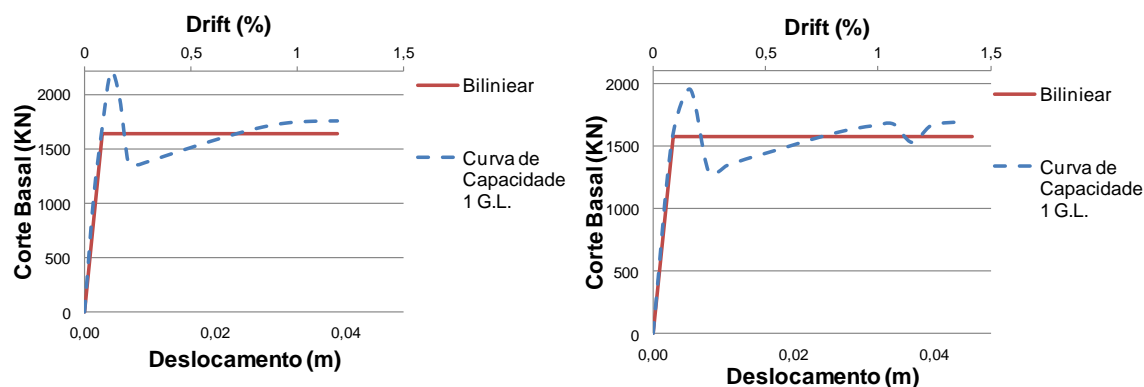
**Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica:**

Fig. 71 – Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises *pushover* convencionais segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).

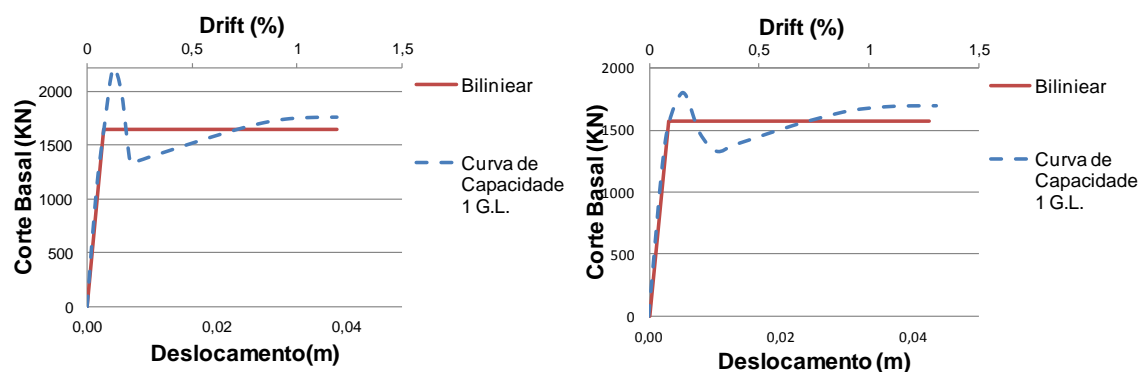


Fig. 72 - Curvas de capacidade do sistema de 1G.L. equivalente das análises *pushover* adaptativas segundo X (esquerda) e segundo Y (direita).

Na tabela 30 expõe-se os valores das idealizações das curvas de capacidade dos sistemas de 1 G.L. e respetivos períodos relativos às fig. 71 e 72.

Tabela 30 - Valores das idealizações das curvas de capacidade do sistema de 1 G.L. equivalente e respetivos períodos.

	Direção	$F_y^*$ (KN)	$E_m^*$	$d_m^*$ (m)	$d_y^*$ (m)	$T^*$ (s)
<i>Pushover</i> Convencional	X	1641.00	61.32	0.039	0.003	0.146
	Y	1573.00	69.11	0.045	0.003	0.155
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	1643.00	61.48	0.039	0.003	0.143
	Y	1574.00	64.61	0.043	0.003	0.157

Nota: O  $d_y^*$  (deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado com 1 só G.L.) foi manipulado para que a primeira reta se aproximasse o mais possível da rigidez inicial. Esta manipulação teve em conta o valor total da energia de deformação, mantendo-se o seu valor através da alteração do valor da força de cedência,  $F_y^*$ .

**Desempenho sísmico do sistema de 1 G.L. equivalente:**

Tabela 31 - Desempenho sísmico do sistema de 1 G.L. equivalente.

	Direção	Tipo 1	Tipo 2	$F_y^*/m^*$	Tipo de Período	$d_{et}^*(m)$	$q_u$	$d_t^*(m)$ 1G.L.
		$Se(T^*)$ (m/s <sup>2</sup> )	$Se(T^*)$ (m/s <sup>2</sup> )					
<i>Pushover</i> Convencional	X	3.95	5.57	4.82	Curto	0.0030	1.16	0.0033
	Y	3.95	5.57	4.62	Curto	0.0034	1.21	0.0037
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	3.95	5.57	4.83	Curto	0.0029	1.15	0.0032
	Y	3.95	5.57	4.62	Curto	0.0035	1.20	0.0038

**Deslocamento – alvo da estrutura:**

Tabela 32 – Deslocamento – alvo da estrutura com paredes.

	Direção	$d_t^*(m)$ 1G.L.	$d_t^*(m)$ Estrutura	150% x $d_t^*(m)$ Estrutura
<i>Pushover</i> convencional	X	0.0033	0.0033	0.0049
	Y	0.0037	0.0037	0.0056
<i>Pushover</i> Adaptativa	X	0.0032	0.0032	0.0048
	Y	0.0038	0.0038	0.0058

Importa referir que nas próximas secções relativas ao tratamento de resultados serão considerados os deslocamentos – alvo apresentados na tabela 33, e que correspondem ao máximo deslocamento - alvo entre as duas análises.

Tabela 33 – Deslocamentos – alvo e *drifts* entre o piso 0 e o piso 1 para a estrutura com e sem paredes.

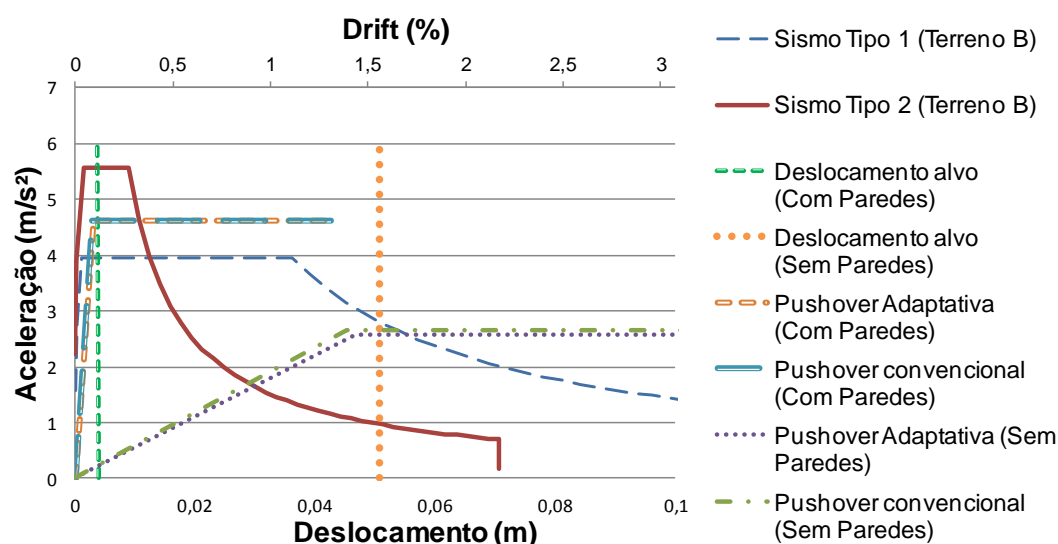
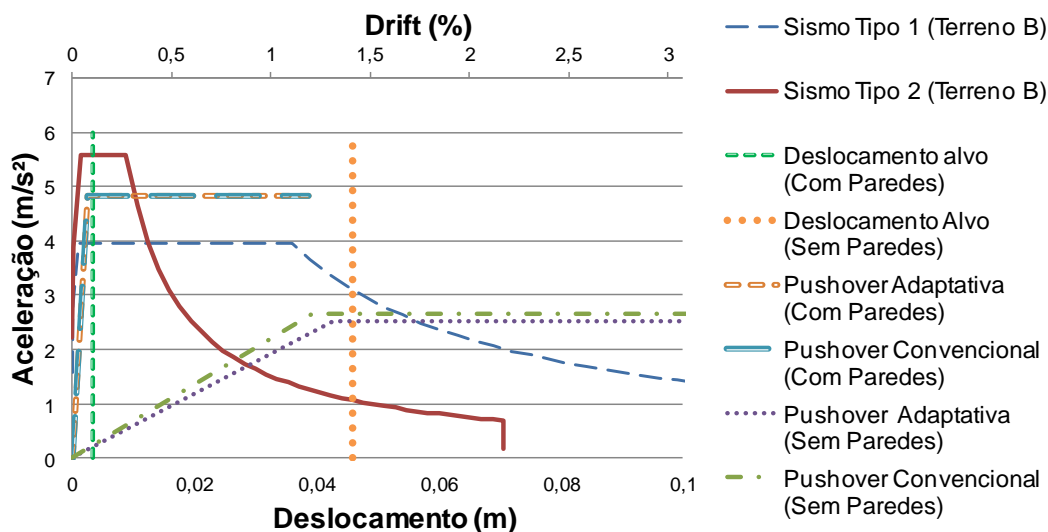
	Modelo Sem Paredes		Modelo Com Paredes		Rácio entre o modelo sem e com paredes	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X (%)	Direção Y (%)
Deslocamento – alvo (m)	0.073	0.076	0.0049	0.0058	93.3	92.4
<i>Drift</i> (%)	2.25	2.34	0.151	0.178		
<i>Drift</i> limite (%) EC8 – 1	2.50	2.50	1.25	1.25	50.0	50.0
	OK	OK	OK	OK		

Como se pode verificar, não existem problemas ao nível da limitação de danos segundo EC8 para os valores do deslocamento – alvo com e sem paredes. No entanto, caso o modelo com paredes seja verificado para os deslocamentos – alvo sem paredes, os *drifts* nas duas direções não cumprem esta exigência.

**5.3.2.3. Validação dos deslocamentos – alvos obtidos para os modelos com e sem paredes**

A validação dos deslocamentos - alvo é realizada procedendo à comparação das curvas bilineares com os espectros aceleração – deslocamento, tendo em conta o tipo de período associado (curto ou médio a

longo), tal como se verifica nas fig. 12 e 13 do capítulo 2. Os deslocamentos – alvo incluídos nas fig. 73 e 74 correspondem aos deslocamentos – alvo da tabela 33, sem o aumento de 50%.



Através das fig. 73 e 74 podemos verificar que o aumento de rigidez introduzido pelas paredes de enchimento provoca uma diminuição do deslocamento – alvo relativamente ao modelo sem paredes. Este aumento de rigidez conduz a uma diminuição do período da estrutura que transfere a interseção do deslocamento – alvo com o espectro de acelerações – deslocamentos com o ramo de velocidade constante para o ramo de aceleração constante, proporcionando um deslocamento inferior comparativamente ao modelo sem paredes.

### 5.3.3. DEBILIDADES RESULTANTES DAS ANÁLISES *PUSHOVER* FACE AOS CRITÉRIOS DE DESEMPENHO

As debilidades que se irão apresentar têm em conta os critérios de desempenho da capacidade última de corte e de rotação de corda, como já foi mencionado.



Uma vez que foi considerada uma rigidez e resistência adicional nas torres no cálculo das curvas de capacidade resistentes anteriormente apresentadas, relembra-se que a torre é considerada uma estrutura muito vulnerável, procedendo-se apenas à análise dos restantes elementos estruturais.

Para esta análise procedeu-se à introdução dos critérios de desempenho. A introdução destes critérios no programa *SeismoStruct* tem algumas particularidades que importa salientar. Como já foi referido, estes dois critérios são calculados automaticamente para cada elemento pelas expressões (2) e (3) expostas no capítulo 2. Por outro lado, quando um determinado elemento atinge um critério de desempenho, o programa permite que mantenha a sua resistência, “*Keep Strength*”, seja eliminado, “*No Residual Strength*”, ou mantenha parte da sua resistência, “*Residual Strength*”. Posto isto, serão apresentados os resultados para as duas últimas hipóteses: “Sem Resistência Residual” e “Com Resistência Residual”, relativamente à primeira hipótese: “Manter Resistência”.

Permitir que o elemento atinga certo critério e mesmo assim mantenha alguma resistência residual, hipótese “Com Resistência Residual”, permite verificar a progressão dos danos na estrutura ao longo dos elementos que a constituem e, assim, identificar quais os elementos mais vulneráveis. É necessário definir uma percentagem para esta resistência residual, que representa uma percentagem da resistência total. No presente trabalho considerou-se uma redução de 80% da resistência inicial, ou seja 20% da resistência inicial. Contudo, considera-se que este valor não tenha muita importância, pois o que realmente é relevante é que seja possível identificar a “história” de danos ao longo da curva de capacidade.

#### 5.3.3.1. Resultados das análises *pushover* com as hipóteses “Manter Resistência” e “Sem Resistência Residual”

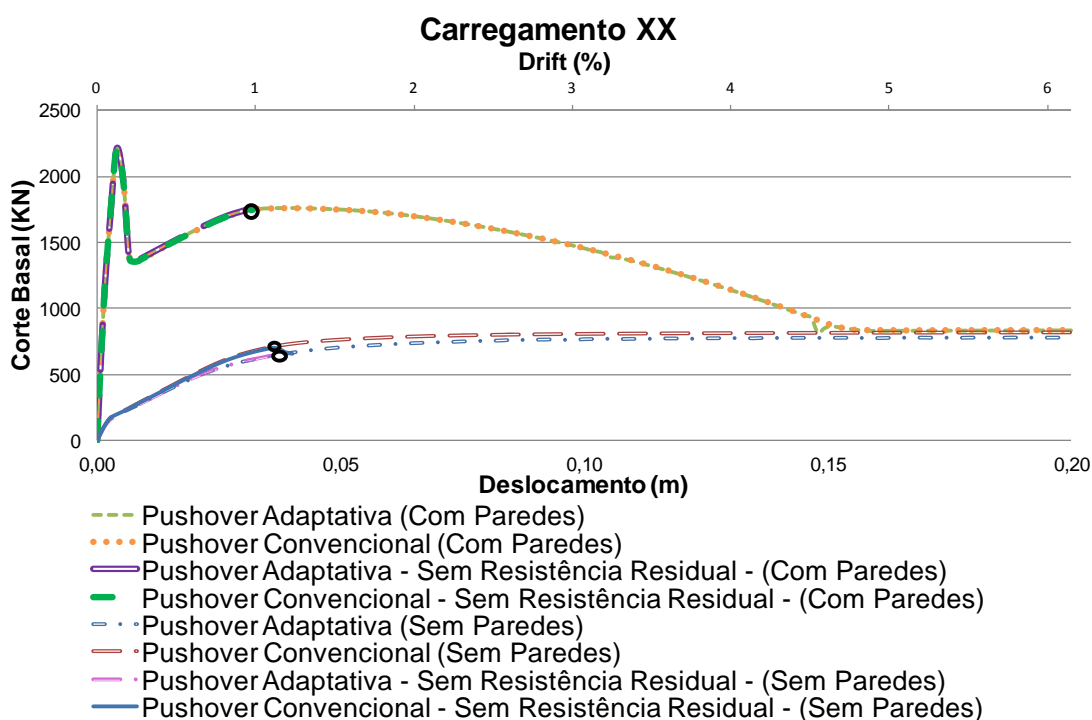


Fig. 75 – Identificação da paragem das análises pela criação de um ou mais mecanismos através da consideração da hipótese “Sem Resistência Residual” – Carregamento XX.

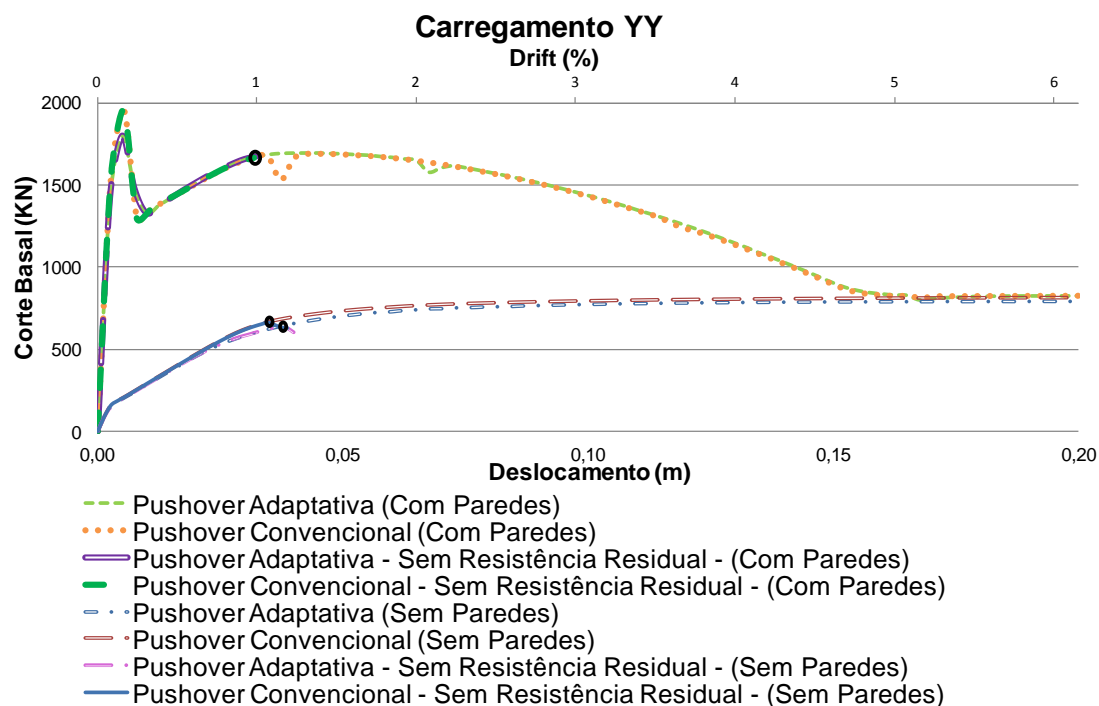


Fig. 76 - Identificação da paragem das análises pela criação de um ou mais mecanismos através da consideração da hipótese “Sem Resistência Residual” – Carregamento YY.

As análises que incluem a hipótese “Sem Resistência Residual” deixam de convergir nos pontos onde as curvas de capacidade respetivas terminam e que se assinalam com um pequeno círculo a preto. A paragem das análises acontece, pois quando um elemento atinge um dos critérios de desempenho é eliminado, criando-se mecanismos que impedem que a análise prossiga. Como se pode verificar, os mecanismos nos modelos com e sem paredes acontecem para valores de deslocamentos relativamente próximos. Contudo, a força de corte basal no modelo com paredes é bastante superior à do modelo sem paredes.

### 5.3.3.2. Resultados das análises *pushover* considerando as hipóteses “Manter Resistência” e “Com Resistência Residual”

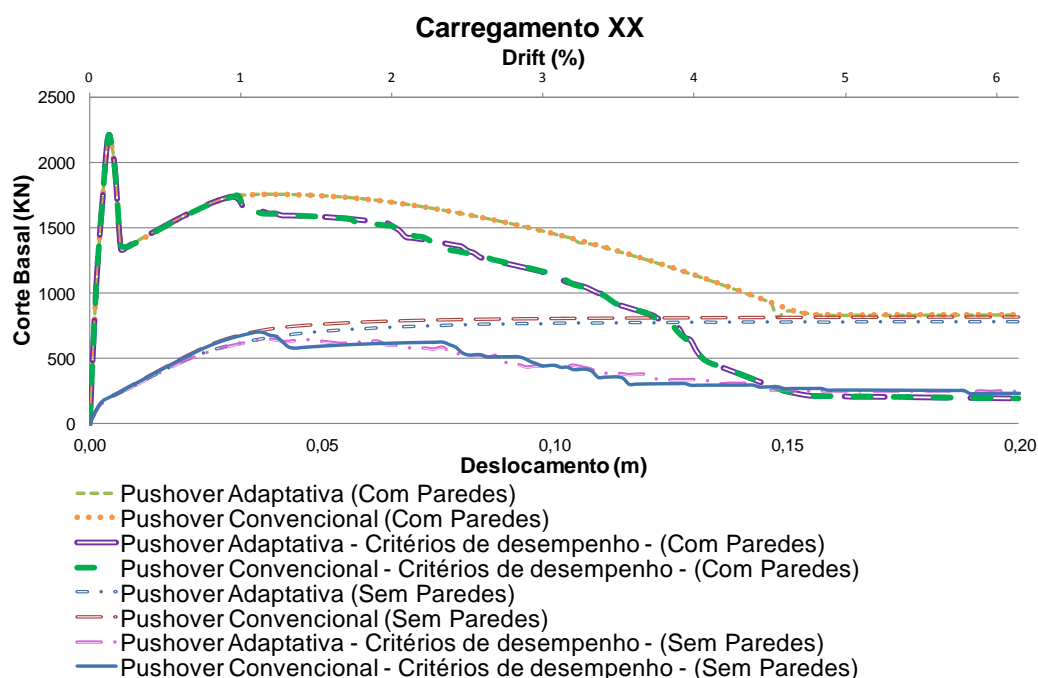


Fig. 77 – Representação da degradação de rigidez e capacidade de carga à medida que os elementos atingem os critérios de desempenho avaliados – Carregamento XX.

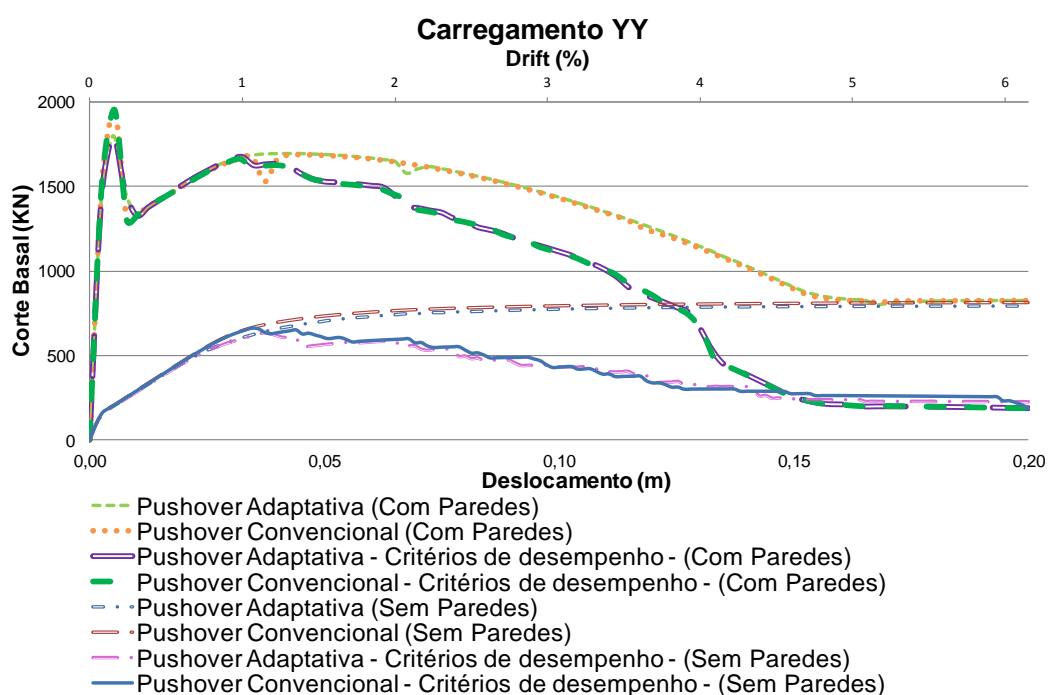


Fig. 78 - Representação da degradação de rigidez e capacidade de carga à medida que os elementos atingem os critérios de desempenho avaliados – Carregamento YY.

Através das figuras anteriores é possível verificar a coerência do início da degradação de rigidez/capacidade resistente comparativamente às análises em que se considerou a hipótese “Sem Resis-

tência Residual” (ver fig. 75 e 76). Como se verifica nas fig. 77 e 78, à medida que os elementos atingem um dos critérios de desempenho, existe uma quebra que representa a degradação de rigidez desses elementos. Nas figuras seguintes representa-se para o modelo sem e com paredes a contribuição de cada um dos dois critérios, por forma a verificar a influência de cada critério na degradação total de rigidez.

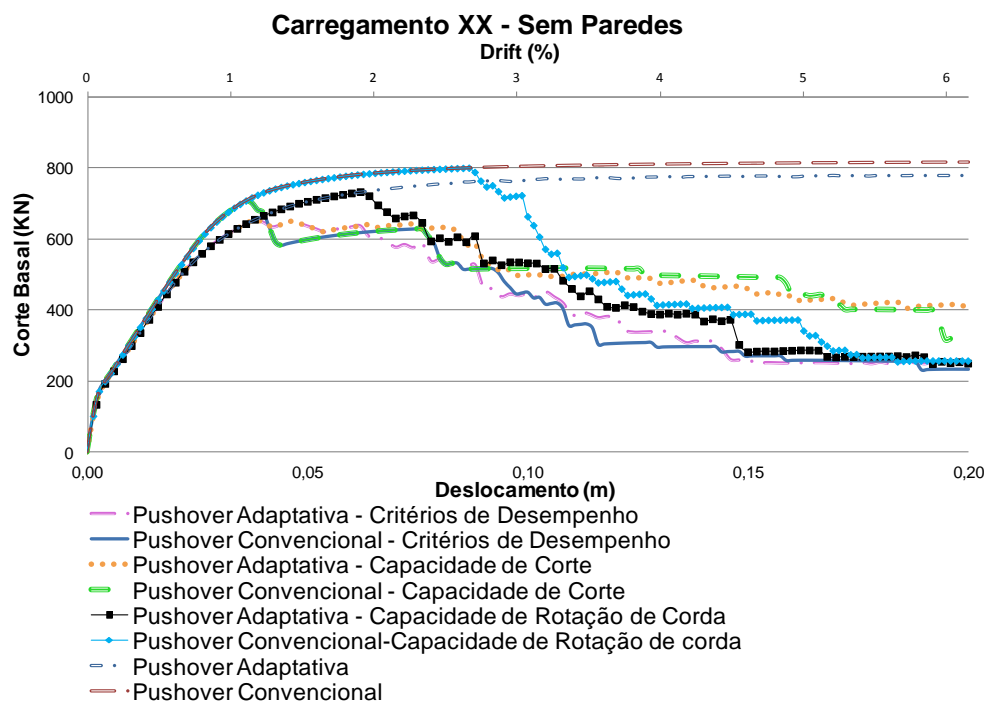


Fig. 79 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo sem paredes – Carregamento XX.

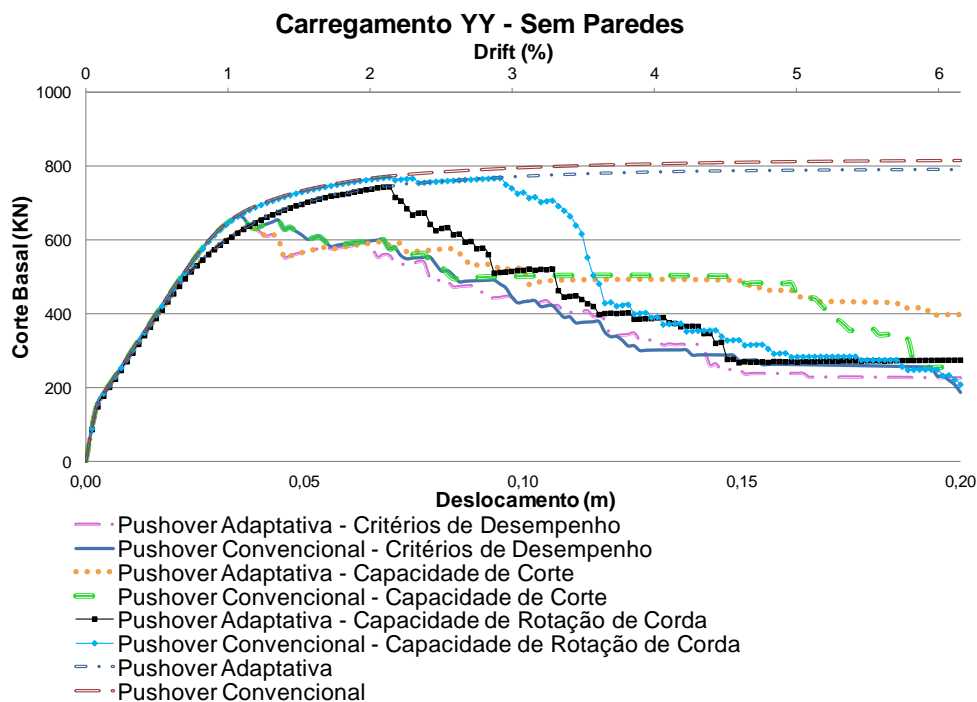


Fig. 80 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo sem paredes – Carregamento YY.

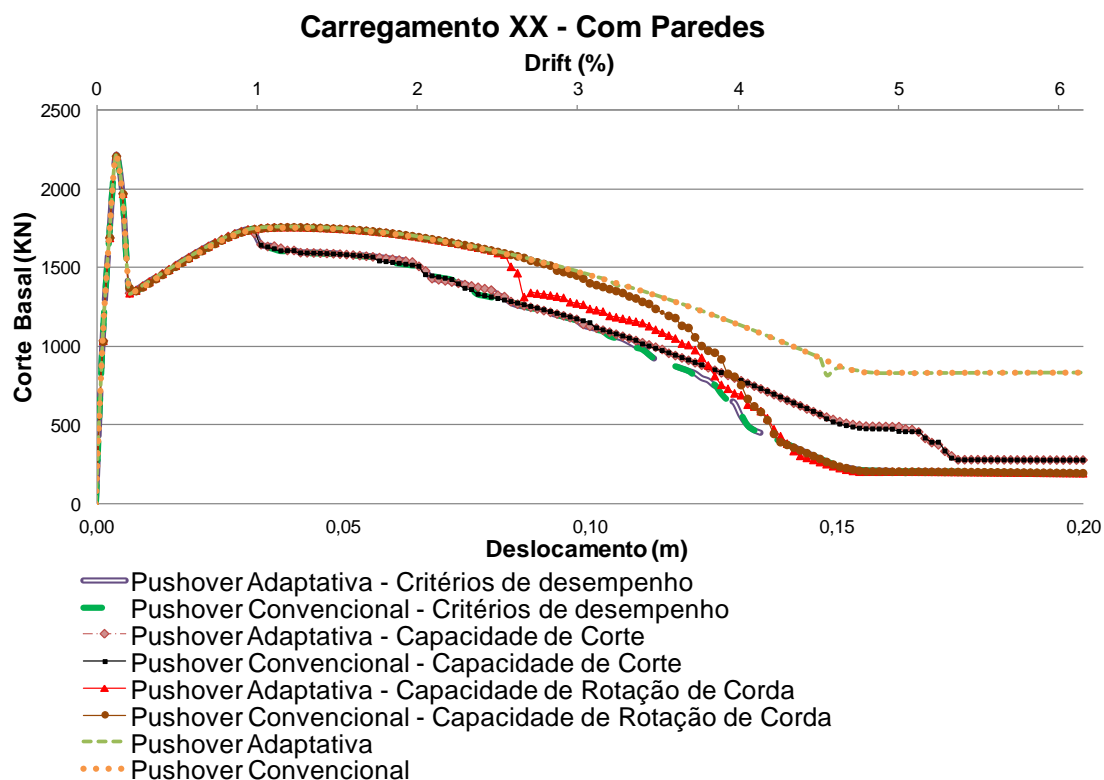


Fig. 81 – Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo com paredes – Carregamento XX.

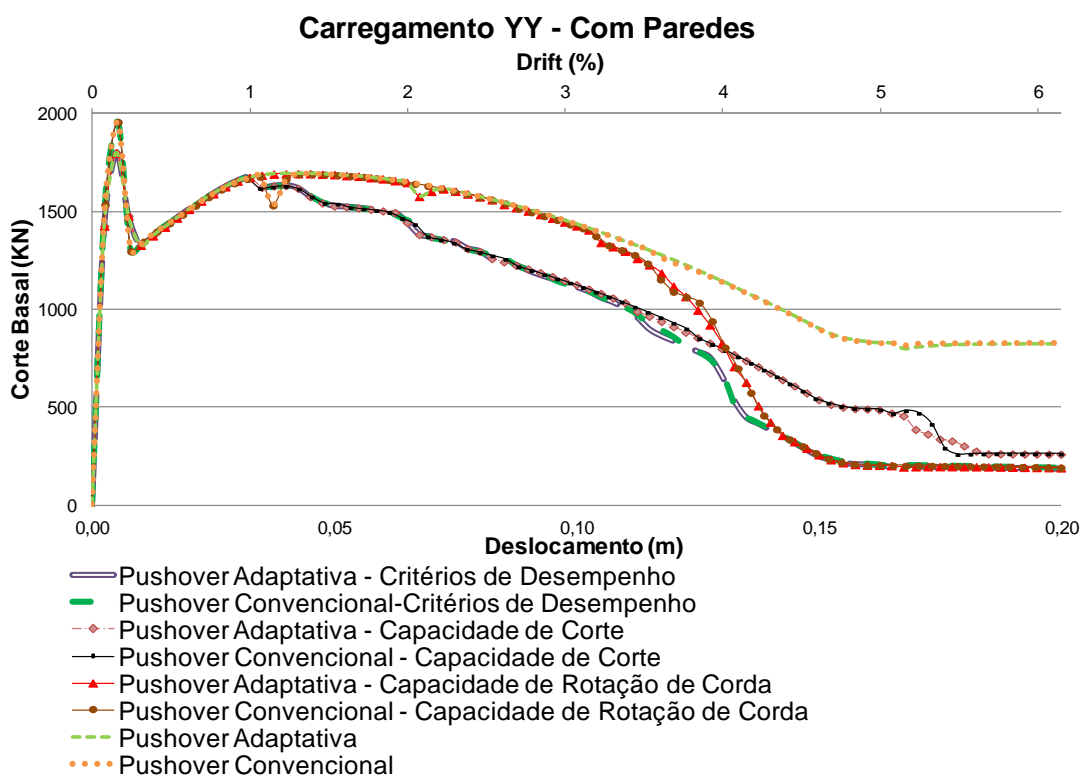


Fig. 82 - Contribuição de cada um dos critérios de desempenho para a degradação total da rigidez no modelo com paredes – Carregamento YY.

Os resultados anteriores (fig. 79, 80, 81 e 82) transmitem o que se poderá apelidar de “história” da degradação de rigidez por excedência das capacidades de corte e de rotação de corda. Através das figuras anteriores é possível identificar, em ambos os modelos, que a capacidade de corte tem uma influência mais importante, quando comparada com a capacidade de rotação de corda, dado que a degradação de rigidez se inicia com os elementos a excederem a capacidade de corte para um deslocamento inferior relativamente ao início da excedência da capacidade de rotação de corda.

Conclui-se também, a partir dos valores de deslocamento relativos ao início da degradação de rigidez, que para os valores de deslocamento – alvo existirão essencialmente problemas de excedência da capacidade de corte por parte dos elementos. Neste ponto, faltará apenas identificar quais os elementos mais débeis perante o valor de deslocamento – alvo/objetivo.

#### 5.3.3.3. Identificação dos elementos débeis perante o deslocamento – alvo nas análises *pushover*

Na identificação dos elementos débeis serão utilizados, como já foi referido, apenas os valores dos deslocamentos-alvo apresentados na tabela 33. O modelo sem paredes será avaliado relativamente ao seu deslocamento – alvo. O modelo com paredes será avaliado face ao seu deslocamento – alvo e ao deslocamento – alvo obtido para o modelo sem paredes, para que se possa concluir se a introdução das paredes contribuem ou não para um melhor desempenho da estrutura.

Note-se que o programa *SeismoStruct* identifica os elementos que excedem determinada capacidade através da sua coloração. A cor verde representa a excedência da capacidade última de corte e a cor azul representa a excedência da capacidade última de rotação de corda. Contudo, quando for possível, identificar-se-ão esses elementos através do seu contorno com uma linha tracejada para os elementos que excedem a capacidade de corte, e com a linha a cheio para os elementos que excedem a capacidade de rotação de corda.

### Debilidades do Modelo Com Paredes

#### Deslocamento – alvo com paredes nas duas direções:

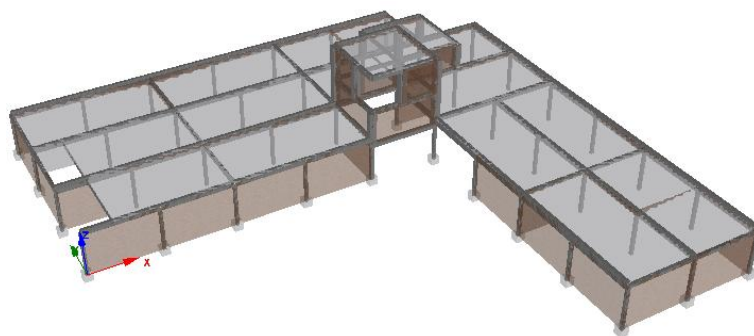


Fig. 83 – Cenário sem problemas perante o deslocamento – alvo com paredes em ambas as direções e em ambas as análises.

Como se pode verificar na fig. 83 não existem problemas para o deslocamento – alvo com paredes. De seguida irá apresentar-se nas fig. 84, 85, 86 e 87 a identificação dos problemas dos modelos, com e sem paredes perante os deslocamentos – alvo sem paredes nas duas direções.

### Deslocamento – alvo sem paredes na direção X:

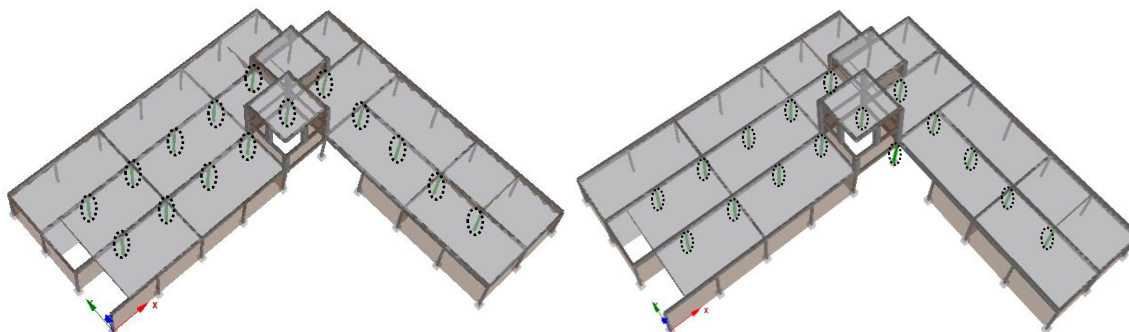


Fig. 84 – Elementos que excedem a capacidade de corte na análise *pushover* adaptativa (esquerda) e na análise *pushover* convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção X.

### Deslocamento – alvo sem paredes na direção Y:

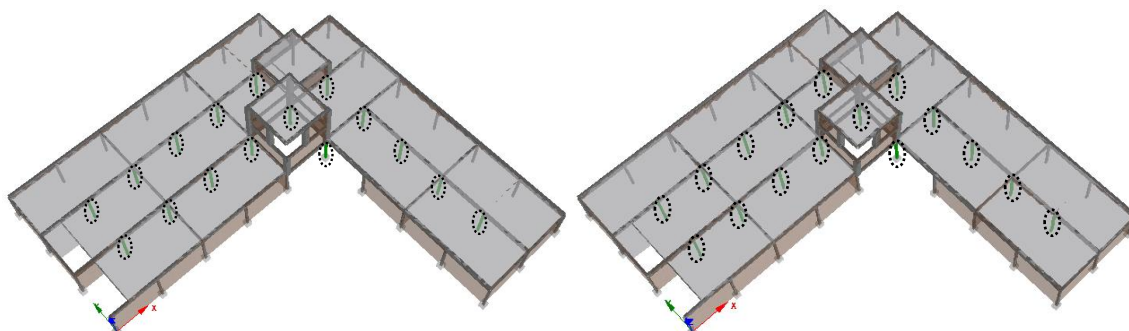


Fig. 85 - Elementos que excedem a capacidade de corte na análise *pushover* adaptativa (esquerda) e na análise *pushover* convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção Y.

### Debilidades do Modelo Sem Paredes

#### Deslocamento – alvo sem paredes na direção X:

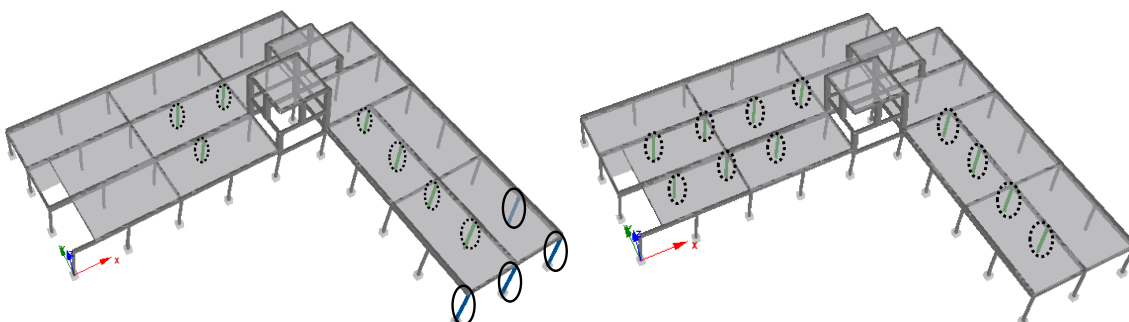


Fig. 86 - Elementos que excedem um dos critérios de desempenho na análise *pushover* adaptativa (esquerda) e na análise *pushover* convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção X.



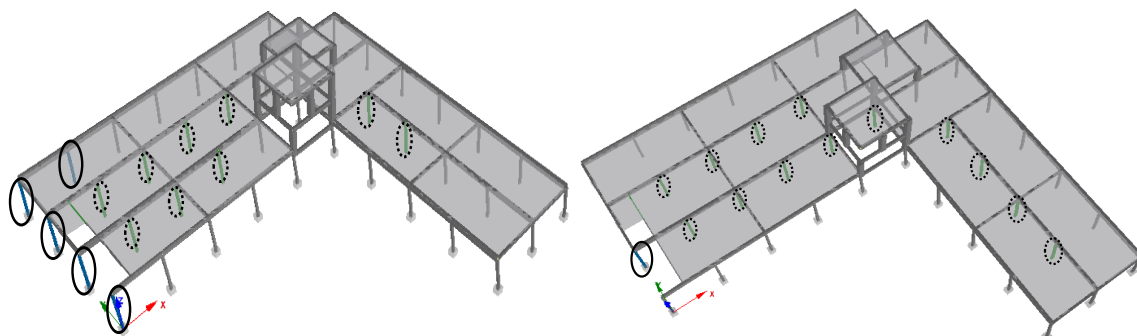
**Deslocamento – alvo sem paredes na direção Y:**

Fig. 87 - Elementos que excedem um dos critérios de desempenho na análise *pushover* adaptativa (esquerda) e na análise *pushover* convencional (direita) perante o deslocamento-alvo sem paredes na direção Y.

#### 5.3.3.4. Resumo das principais vulnerabilidades encontradas nas análises *pushover*

O resumo das principais vulnerabilidades identificadas no conjunto de figuras anteriores é apresentado na tabela 34. Para melhor perceção desta tabela, deve verificar-se a identificação dos elementos na planta da fig. 36.

Tabela 34 – Identificação da percentagem de elementos que excedem um dos critérios de desempenho referentes ao conjunto de resultados anteriores para o deslocamento – alvo sem paredes.

	Elemento	Excedência da Capacidade de Corte	Excedência da Capacidade de Rotação de corda
Modelo com Paredes	P2	100% da totalidade	-
	P4	100% da totalidade	-
	P5	33% da totalidade	-
Modelo Sem Paredes	P1	-	7% da totalidade
	P2	100% da totalidade	-
	P3	-	78% da totalidade
	P4	50% da totalidade	-

Através dos resultados anteriores é possível constatar que existem, em ambos os modelos, com e sem paredes, condições suficientes para que a estrutura já tenha atingido o seu colapso por excedência das capacidades de corte essencialmente. Pode também verificar-se que, relativamente ao número de elementos que excedem os critérios de desempenho, não existe um aumento significativo do desempenho da estrutura pela inserção de paredes de alvenaria. Para validar os resultados obtidos com análises *pushover*, foram realizadas análises ADNL que se apresentam em seguida.

## 5.4. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES

A realização das análises dinâmicas não lineares resulta da necessidade de validar os resultados anteriormente obtidos pelas análises *pushover*, procurando-se sempre comparar os resultados obtidos com os resultados das análises *pushover*. As comparações serão baseadas em análises considerando os critérios de desempenho da capacidade última de corte e rotação de corda associados à hipótese “Com Resistência Residual”, exposta anteriormente. Serão ainda apresentados os *drifts* máximos e as comparações das curvas histeréticas das duas análises para os modelos com e sem paredes, e a comparação entre as vulnerabilidades encontradas. Nestas análises utilizou-se o modelo numérico com as verdadeiras características das torres.



#### 5.4.1. COMPARAÇÃO DAS CURVAS HISTERÉTICAS DO MODELO COM PAREDES ENTRE AS DUAS ANÁLISES

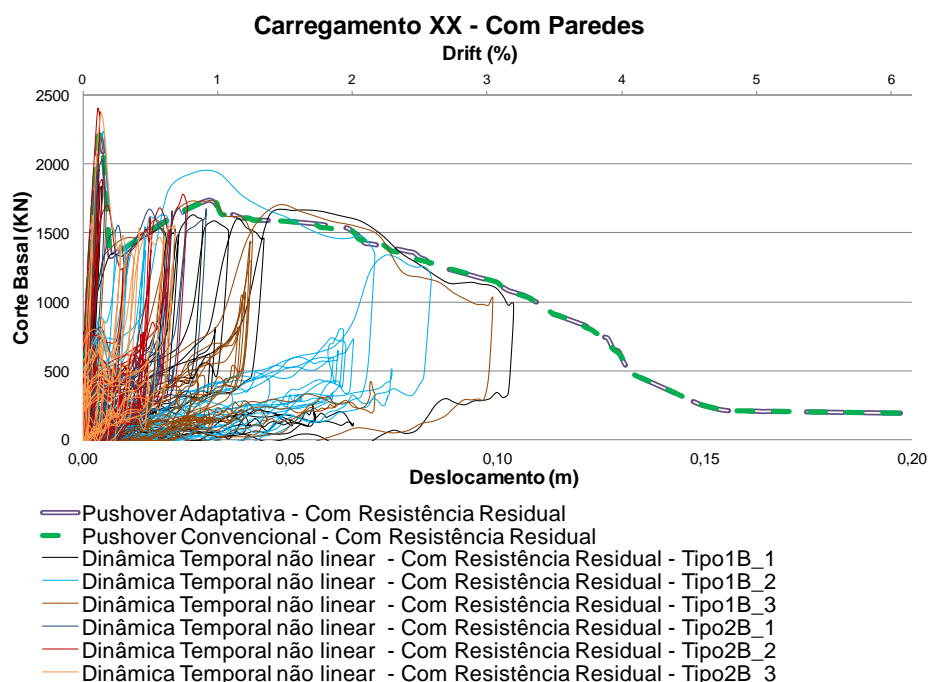


Fig. 88 – Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo com paredes – Carregamento XX.

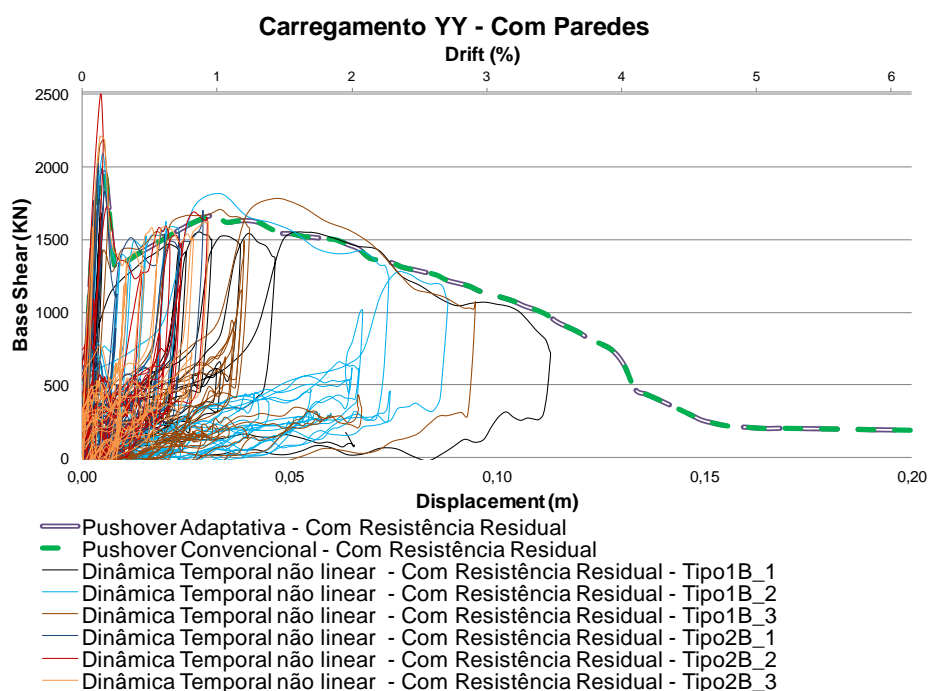


Fig. 89 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo com paredes – Carregamento YY.

#### 5.4.2. COMPARAÇÃO DAS CURVAS HISTERÉTICAS DO MODELO SEM PAREDES ENTRE AS DUAS ANÁLISES

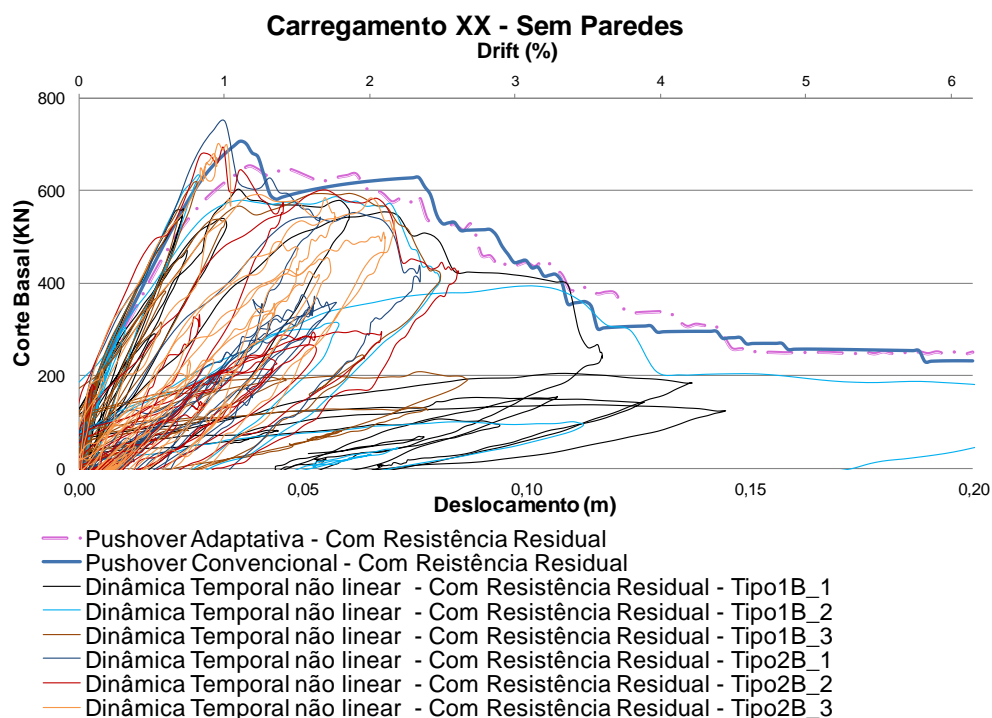


Fig. 90 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo sem paredes – Carregamento XX.

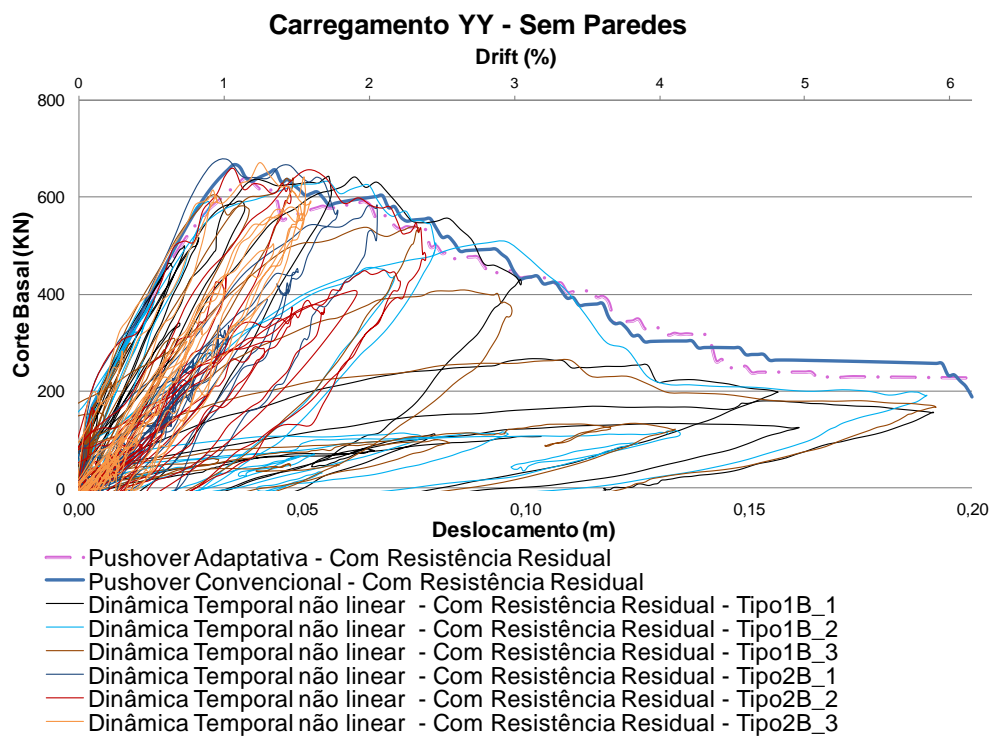


Fig. 91 - Comparação das curvas histeréticas entre as duas análises do modelo sem paredes – Carregamento YY.

Através da observação das fig. 88, 89, 90 e 91, é possível constatar a boa aproximação entre os dois tipos de análises consideradas. Contudo, existe uma grande diferença já conhecida entre as duas análises, o tempo de execução das mesmas, sendo as ADNL muito mais morosas. Perante estes resultados, pode afirmar-se que num contexto mais prático, como seja o de projeto, as análises *pushover* serão uma ferramenta eficaz e sem perda de precisão. Note-se, porém, que se trata de um edifício de apenas um piso e que se deverá repetir este tipo de análises em edifícios com maior número de pisos.

#### 5.4.3. VULNERABILIDADES ENCONTRADAS NAS ADNL

Por forma a simplificar a leitura dos resultados, as vulnerabilidades encontradas em todas as análises relativas aos 3 acelerogramas de cada tipo de sismo, 1 e 2, serão apresentadas sob a forma de tabela. Serão também apresentadas algumas figuras que corresponderão aos piores casos encontrados, ou seja que apresentam uma maior quantidade de elementos danificados para cada tipo de sismo.

##### 5.4.3.1. Modelo com paredes

Para melhor perceção da tabela 35, deve verificar-se a identificação dos elementos nas plantas das fig. 36, 39 e 40.

Tabela 35 – Identificação dos elementos débeis do modelo com paredes de acordo com todas as ADNL realizadas nas duas direções.

Elemento	Excedência da Capacidade Corte		Excedência da Capacidade de rotação de corda	
	Sismo1	Sismo 2	Sismo 1	Sismo 2
P1	-	-	100 % da Totalidade	-
P2	100 % da Totalidade	90% da totalidade	-	-
P3	-	-	100 % da Totalidade	-
P4 e P5	100 % da Totalidade (exceto torres)	-	-	-
V5	Torre mais alta (nível intermédio)	-	-	-
V6	Alinhamento D-E			
VD	Torre mais alta (nível intermédio) e Alinhamento 7-8	Alinhamento 7-8	-	-
VH	Alinhamento 6-7	-		

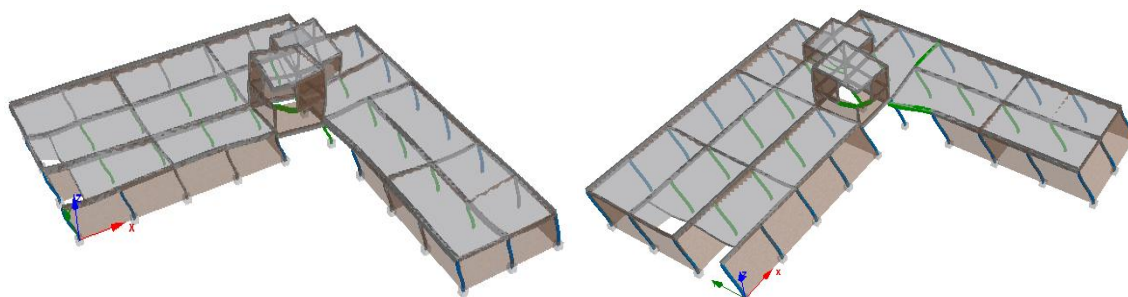


Fig. 92 – Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 1 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).

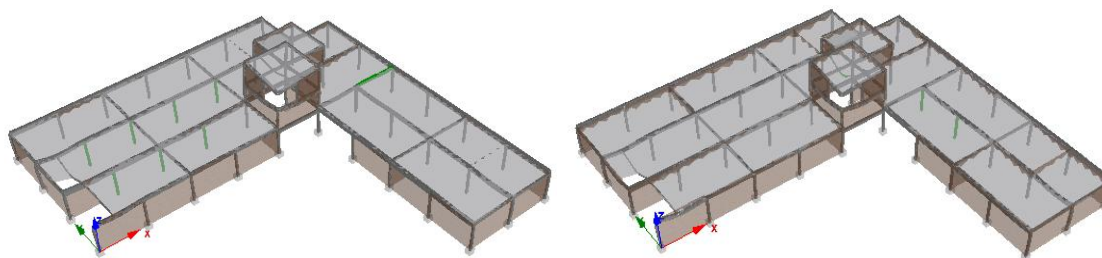


Fig. 93 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 2 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).

#### 5.4.3.2. Modelo sem paredes

Para melhor perceção da tabela 36 deve verificar-se a identificação dos elementos nas plantas das fig. 36, 39 e 40.

Tabela 36 - Identificação dos elementos débeis do modelo sem paredes de acordo com todas as ADNL realizadas nas duas direções.

Elemento	Excedência da Capacidade Corte		Excedência da Capacidade de rotação de corda	
	Sismo1	Sismo 2	Sismo 1	Sismo 2
P1	-	-	100 % da totalidade	44 % da totalidade
P3	-	-	100 % da totalidade	100 % da totalidade
P2	100 % da totalidade	100 % da totalidade	100 % da totalidade	-
P4	100 % da totalidade	100 % da totalidade (exceto torre de menor altura)	100 % da totalidade	-
P5	100 % da totalidade	100 % da totalidade	100 % da totalidade	-
P5 (torres)	-	25% da totalidade	100% da totalidade	50% da totalidade
P'	50 % da totalidade	-	100 % da totalidade	-
Vigas das Torres	25% da totalidade	16% da totalidade	67% da totalidade	16% da totalidade
Restantes Vigas	40% da totalidade	-	40% da totalidade	-

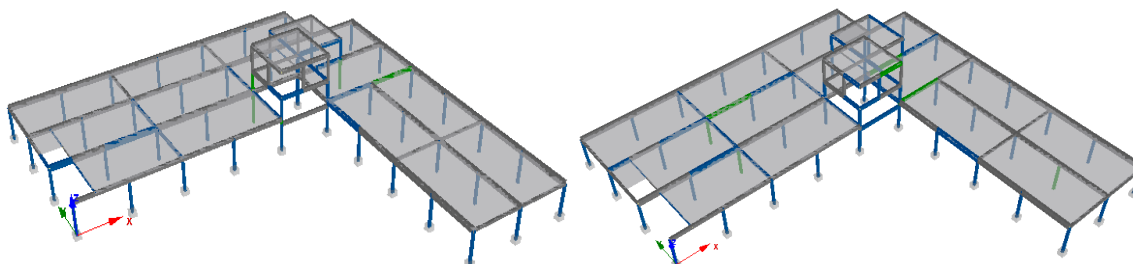


Fig. 94 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 1 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).

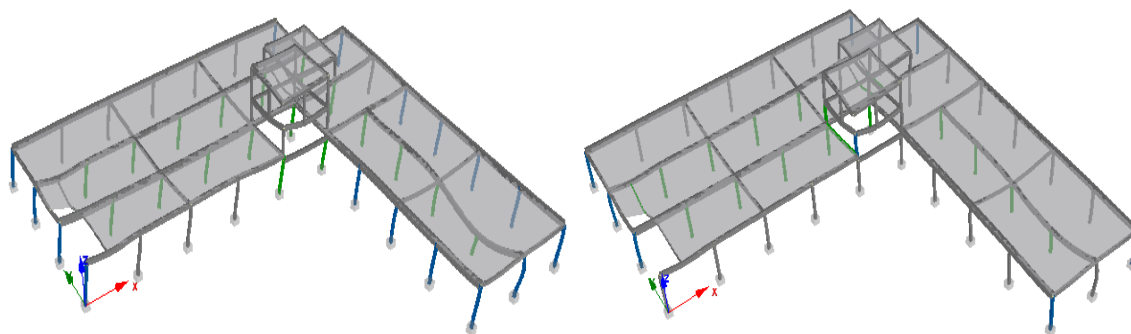


Fig. 95 - Caso com maior número de elementos danificados entre todas as ADNL relativo aos acelerogramas do sismo do tipo 2 para o carregamento XX (esquerda) e para o carregamento YY (direita).

#### 5.4.3.3. Drifts máximos dos modelos com e sem paredes nas ADNL

Nas tabelas 37 e 38 serão apresentados os *drifts* máximos dos modelos com e sem paredes entre o piso 0 e o piso 1. Posteriormente, apresentam-se os *drifts* máximos ao nível das lajes das torres.

Tabela 37 - *Drifts* máximos do modelo com paredes entre o piso 0 e o piso 1.

Modelo Com Paredes - <i>Drifts</i> máximos (%)						
	Sismo 1			Sismo 2		
	Tipo B1_1	TipoB1_2	TipoB1_3	TipoB2_1	TipoB2_2	TipoB2_3
XX	3.22	2.62	3.11	0.99	0.83	0.99
YY	4.82	2.80	3.04	1.05	1.11	0.99
<i>Drift</i> Limite EC8 (%)	1.25					
	K.O.	K.O.	K.O.	O.K.	O.K.	O.K.

Tabela 38 - *Drifts* máximos do modelo sem paredes entre o piso 0 e o piso 1.

Modelo Sem Paredes - <i>Drifts</i> máximos (%)						
	Sismo 1			Sismo 2		
	Tipo B1_1	TipoB1_2	TipoB1_3	TipoB2_1	TipoB2_2	TipoB2_3
XX	4.82	8.48	7.32	2.39	2.92	2.59
YY	5.96	6.50	6.02	2.14	2.56	1.64
<i>Drift</i> Limite EC8 (%)	2.50					
	K.O.	K.O.	K.O.	O.K.	K.O.	K.O.

Em primeiro lugar, como se pode constatar pela leitura das tabelas 37 e 38, os acelerogramas referentes ao sismo do tipo 1 são os mais condicionantes, ou seja provocam mais danos na estrutura e impõem maiores *drifts*. No entanto, como se pode verificar, existe uma redução dos *drifts* após a introdução das paredes. Tal facto permite constatar que a introdução das paredes de alvenaria de enchimento proporciona um melhor desempenho da estrutura durante um sismo. Contudo, não é suficiente para respeitar a limitação de danos exigida pelo EC8, tal como se pode verificar na tabela 37, relativamente ao sismo 1. O sismo 2, para o modelo com paredes, cumpre a limitação de danos. Contudo, apresenta também problemas ao nível da excedência das capacidades de corte e rotação de corda nos elementos.

Através da identificação dos elementos mais vulneráveis resultantes das ADNL (tabela 35 e 36), constata-se que o modelo sem paredes apresenta problemas na estrutura das duas torres. Contudo, tais problemas não se verificam no modelo com paredes. Pressupõe-se, em princípio, pelo que é apresentado nas fig. 92 e 93, que no modelo com paredes a estrutura das duas torres acompanha o colapso do piso inferior sem sofrer *drifts* que levem à sua rotura antecipada, tal como acontecia aquando da realização das análises *pushover*. Este facto é comprovado na tabela 39 através da apresentação dos *drifts* máximos experimentados pela estrutura das duas torres nos modelos sem e com paredes, face às ADNL.

Tabela 39 – *Drifts* máximos sofridos pela estrutura das duas torres nos modelos sem e com paredes de acordo com todas as ADNL.

	Com todos os AEs:			
	Modelo sem paredes		Modelo com paredes	
	Drift máximo (%)			
	X	Y	X	Y
Nível do teto da torre menor	5.39	24.64	0.17	0.19
Nível do teto da torre maior	3.41	48.68	0.13	0.11

Através da tabela 39 é possível concluir que a estrutura das duas torres não apresenta problemas no modelo com paredes, pois apresenta *drifts* praticamente nulos. No modelo sem paredes, o cenário é bastante diferente, verificando-se *drifts* bastante elevados que ultrapassam a capacidade da estrutura das duas torres apresentada na tabela 19.

#### 5.4.4. COMPARAÇÃO DAS VULNERABILIDADES ENCONTRADAS NAS DUAS ANÁLISES

Em primeiro lugar, deve referir-se que os problemas encontrados nas análises *pushover* relativos à estrutura das duas torres no modelo sem paredes são também identificados nas ADNL. Porém, estas análises permitem verificar que no modelo com paredes a estrutura das duas torres comporta-se de uma forma distinta, ou seja não colapsa por atingir a sua capacidade, mas acompanha o colapso da restante estrutura.

Relativamente aos elementos mais vulneráveis encontrados no modelo com paredes nas análises *pushover* para o deslocamento – alvo sem paredes, demonstra-se uma coerência razoável com os resultados apresentados pelas ADNL, apesar de estas terminarem com uma maior percentagem de elementos danificados. As grandes diferenças estão, neste caso, no número de elementos que excedem a capacidade de rotação de corda, sendo que nas análises *pushover* este critério não é atingido no modelo com paredes. Apesar disso, considera-se que os elementos mais condicionantes, ou seja os pilares que atingem rotura por excedência da capacidade de corte nas ADNL foram maioritariamente identificados nas análises *pushover*.

Para o modelo sem paredes o cenário exposto é semelhante. Porém, neste modelo verificou-se que nas ADNL existem bastantes vigas que atingem os critérios de desempenho e nas análises *pushover* tal não acontece. Outro facto relevante é que no caso das ADNL é um pouco mais perceptível, através da identificação dos elementos vulneráveis e dos *drifts* experimentados, a contribuição das paredes de alvenaria para um melhor desempenho da estrutura.

Concluindo, considera-se que as análises *pushover* transmitem de uma forma suficientemente aproximada a resposta caracterizada pelas ADNL. Como já foi referido, a resposta que mais se aproxima da realidade é a proporcionada pelas ADNL. No entanto, como já se referiu, do ponto de vista de projeto as análises estáticas não lineares serão mais “atraentes”. Alerta-se para que o técnico que realiza este tipo de análises deve sempre ter uma visão crítica dos resultados obtidos. Existindo qualquer dúvida ou incerteza sobre os resultados, deverão executar-se ADNL.



## 5.5. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA

Os resultados das análises *pushover* já antecipavam um cenário pouco favorável ao comportamento da estrutura perante um sismo. As ADNL por sua vez apresentaram um cenário ainda menos favorável. Assim, e perante os resultados obtidos, considera-se que esta estrutura não se encontra preparada para ser sujeita a uma possível ação sísmica regulamentar e satisfazer os critérios de segurança e de limitação de danos. Apesar de esta estrutura apresentar um único piso, deve referir-se a baixa ductilidade da mesma, associada à criação de mecanismos de “pilar fraco – viga forte”, como se constatou na maioria dos casos identificados.

Em suma, e perante o estudo realizado, considera-se que neste momento as características do edifício não correspondem às características necessárias para um edifício da classe de importância IV.

### 5.5.1. SUGESTÕES DE REFORÇO

A sugestão de soluções de reforço não faz parte do âmbito desta dissertação. Contudo, considera-se que, face aos resultados encontrados, qualquer intervenção a realizar será bastante intrusiva e envolverá custos que se estimam elevados.

Em particular, e porque a maioria dos pilares apresenta problemas, o reforço passaria possivelmente por criar outros elementos primários para resistir às ações horizontais, considerando os pilares como secundários a resistir unicamente às cargas gravíticas.

A estrutura das torres constitui, como já foi referido anteriormente, um elemento vulnerável do edifício, exigindo um estudo de reforço. Em particular, a abertura existente na torre mais elevada (ver fig.42), que promove a interrupção de um pilar, torna esta estrutura ainda mais vulnerável. Por outro lado, e tal como também já se referiu anteriormente, deverá evitar-se o efeito negativo do piso -1 no comportamento da estrutura através, por exemplo, do aterro do espaço interior da cave.

Durante uma das visitas ao local foram ainda encontradas fissuras em elementos “soltos”, tal como se ilustra na fig. 96, configurando soluções estruturais que induzem vulnerabilidades que deverão ser evitadas/corrigidas.

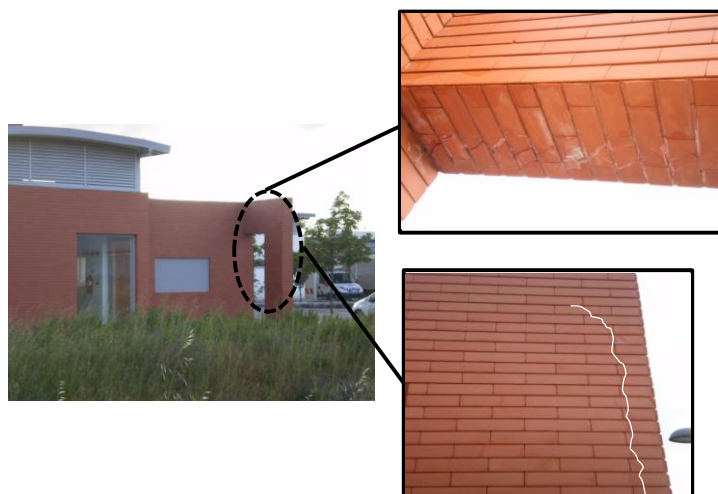


Fig. 96 – Problema de fissuração encontrado durante a visita à obra.

Paralelamente, deverá ser implementado um conjunto de medidas de índole não estrutural que inclua: (i) reforço dos painéis de alvenaria para fora-do-plano e das ligações de elementos de revestimento de paredes e tetos; (ii) remoção dos elementos não estruturais suscetíveis de colapsar e causar danos eco-

nómicos e humanos e dificultar, ou impedir a fase de evacuação de emergência, nomeadamente: para-  
peitos, platibandas; (iii) fixação do mobiliário existente, como armários e arquivos, aos elementos  
estruturais mediante cantoneiras e ancoragens mecânicas; (iv) armazenamento de peças pesadas na  
base dos armários, deixando o topo destes livre para colocação de peças mais leves; (v) em estantes  
onde esteja armazenado material fundamental para gestão de emergência pós-sismo, colocar dispositi-  
vos de proteção para evitar a queda do material para fora da estante.



# 6

## CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como principais objectivos: (i) avaliar a influência de diferentes parâmetros que influenciam a análise sísmica das estruturas, (ii) avaliar as principais vulnerabilidades de um edifício de elevada classe de importância relativamente à ação sísmica e (iii) a forma como esta avaliação é conduzida de acordo com o Eurocódigo 8.

Da análise do Eurocódigo 8 tecem-se algumas críticas relativamente aos critérios de regularidade em planta estipulados e aos níveis de conhecimento regulamentares aplicáveis.

A classificação como regular em planta implica que se utilizem modelos planos ou tridimensionais nas análises. Contudo, atualmente, devido à vulgarização do uso de modelos tridimensionais, a maior parte das estruturas são analisadas através destes modelos, independentemente da verificação, ou não dos critérios de regularidade. Sugere-se que esta classificação da regularidade em planta se adapte num futuro próximo a esta nova realidade.

No que concerne aos níveis de conhecimento apresentados pelo EC8 conclui-se que na prática, quando se trata de analisar edifícios existentes, é extremamente difícil atingir um nível de conhecimento que nos permita efetuar análises não lineares (KL2 ou KL3), pelo que se propõe uma modificação na quantidade de informação requerida para que se possam atingir estes níveis de conhecimento, mesmo que isso implique um aumento do fator de confiança.

As principais dificuldades que surgiram ao longo do desenvolvimento deste trabalho estão relacionadas com: (i) a avaliação de alguns parâmetro das paredes, (ii) a medição das frequências naturais “*in-situ*” do edifício do caso de estudo, e que afetam a calibração do modelo numérico, e, em particular, (iii) a definição das condições de fronteira do edifício.

A investigação relativa ao comportamento sísmico das paredes de alvenaria de enchimento permitiu verificar que existe um forte empenho, no sentido de avaliar a influência destes elementos no comportamento global das estruturas e no seu desempenho quando submetidas a uma ação sísmica. Apesar desta evolução, existem ainda hoje dúvidas relativamente a alguns parâmetros que caracterizam os modelos usados na simulação do comportamento destes elementos. Destacam-se no presente trabalho os parâmetros da largura da escora, a resistência à compressão desta mesma escora e o módulo de elasticidade. Através da modelação de uma parede dupla submetida a um ensaio experimental no plano (Furtado et al., 2016), foi possível concluir que as hipóteses do cálculo da largura da escora que proporcionaram a melhor aproximação ao comportamento real foram a de (Paulay & Priestley, 1992),

(Decanini & Fantin, 1986) (“*Cracked*”) e (Liauw & Kwan, 1984). Relativamente à resistência da diagonal comprimida, verificou-se que existe uma diferença considerável entre a hipótese de cálculo comumente aplicada, através da resistência vertical da alvenaria, e os resultados experimentais do ensaio diagonal direto, sendo que no caso analisado se verifica que a hipótese comumente utilizada obtém valores muito superiores aos que na realidade se verificam. O módulo de elasticidade, estando dependente da resistência da diagonal comprimida, é também afetado pela hipótese considerada.

Foi necessário compreender qual era o comportamento de uma laje rígida comparativamente ao comportamento de uma laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas. Constatou-se que apresentam um comportamento idêntico. Estudou-se também o efeito do comprimento das rótulas plásticas, e conclui-se que quanto maior for este comprimento maior será o deslocamento até que se atinga a força de corte basal máxima, ou seja está associado a um comportamento de maior ou menor deformabilidade da estrutura na zona de cedência.

Na medição das frequências “*in-situ*” do edifício do caso de estudo, mostrou-se a dificuldade na identificação/medição das frequências próprias de vibração dada a elevada rigidez da estrutura associada a leituras de baixa amplitude. Esta dificuldade teve impacto ao nível da precisão utilizada para a calibração do modelo numérico. Contudo, crê-se que o modelo represente a realidade de forma suficientemente correta. Recomenda-se que, numa análise futura, se utilizem equipamentos de medição de frequências ainda mais sensíveis neste tipo de edifícios de grande rigidez.

Durante a análise da informação documental fornecida, constatou-se ter sido introduzido um piso (cave) que não estava contemplado nesses elementos. Posto isto, durante uma visita ao local verificou-se que este piso apresentava condições muito particulares. Estas condições resumem-se: (i) à existência de um aterro no perímetro externo deste piso, (ii) ao seu não uso como área útil e (iii) à existência de pilares com alturas distintas, promovidas pela inserção de lintéis de fundação e paredes de alvenaria a cotas diferentes. Com base nesta informação, foi realizada uma análise simplificada com a inclusão deste piso inferior, constatando-se que introduz problemas ao nível do comportamento global da estrutura, promovendo mecanismos de pilar curto. Em suma, concluiu-se que, dadas as suas características, se deverá realizar o aterro total do espaço interior deste piso.

A análise comparativa entre os resultados das análises *pushover* e as ADNL permitiram constatar uma razoável aproximação entre as duas análises. Como já havia sido referido, as ADNL são as análises que proporcionam uma melhor aproximação à resposta real da estrutura. Contudo, constatou-se que estas análises são ainda bastante mais morosas quando comparadas com as análises *pushover*. Por estas razões, considera-se que as análises *pushover*, quando, empregues com o devido cuidado e sentido crítico, representam uma técnica bastante viável e com tempos de análise bastante reduzidos. Mais uma vez se reforça a ideia de que, caso exista alguma dúvida sobre os resultados obtidos nas análises *pushover*, se devem sempre realizar as ADNL.

Relativamente à análise de vulnerabilidade do caso de estudo, os principais problemas identificados assentam na excedência dos *drifts* máximos indicados no EC8 – Parte 1 e na excedência de critérios de desempenho, nomeadamente da capacidade última de corte e de rotação de corda. Identificaram-se ainda outros problemas, como a vulnerabilidade das duas torres e alguns problemas de fissuração associados a soluções estruturais ineficazes. Foi possível identificar uma melhoria do desempenho da estrutura com a introdução das paredes de alvenaria. Porém, essas melhorias não são suficientes para cumprirem as exigências necessárias. De uma forma geral, o cenário identificado nos dois tipos de análises não foi favorável, considerando-se que esta estrutura não cumpre os requisitos mínimos para ser considerada como uma estrutura de elevada classe de importância.

Conclui-se também que, apesar das soluções de reforço não fazerem parte dos objetivos traçados para esta dissertação, a intervenção de reforço a implementar seria bastante intrusiva e que muito provavelmente iria ter custos associados elevados. A título exemplificativo, sugere-se: (i) o aterro total do piso inferior, (ii) a criação de novos elementos primários resistentes a ações horizontais, que permitissem que os pilares fossem considerados como elementos secundários, ou seja que resistissem apenas a cargas gravíticas e (iii) o reforço da estrutura das duas torres. Estas sugestões resultam diretamente da análise dos resultados obtidos, não tendo sido elaborado nenhum estudo de reforço.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No seguimento da realização deste trabalho, apresentam-se propostas que se consideram de maior relevância para futuros trabalhos:

- Revisão de alguns aspetos do EC8, mais concretamente os critérios de regularidade estrutural e os níveis de conhecimento regulamentares;
- Realização de ensaios de resistência à compressão diagonal em paredes de alvenaria, para que seja possível verificar se a hipótese tradicionalmente utilizada (através da resistência vertical) para a obtenção deste parâmetro é a mais correta.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKHOUNDI, Farhad; LOURENÇO, Paulo B; VASCONCELOS, Graça (2014) - Numerical modelling of masonry-infilled reinforced concrete frames: model calibration and parametric study. 9<sup>th</sup> International Masonry Conference, Universidade do Minho. 2-13. [Consult. 17-02-16].
- ANDRADE, Mara Fábila Farinha de (2008) - Impacto da acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 no dimensionamento de estruturas. Dissertação de Mestrado. FEUP. [Consult. 24-02-16].
- ANTONIOU, S; PINHO, R (2004) - Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. Journal of Earthquake Engineering 1-20. [Consult. 17-02-16]. ISSN 1363-2469.
- APPLETON, J; SARAIVA, J (2006) - Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8–Parte 3. 4<sup>a</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 1-15. [Consult. 17-02-16].
- ARÊDE, A; DELGADO, R (2013) - Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica. FEUP, DEC. [Consult. em 20-03-16].
- BENTO, Rita (2003) - Análises estáticas não lineares–Eurocódigo 8. Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica. IST, Lisboa, Portugal [Consult. 28-02-16].
- BERTOLDI, SH [et al.] (1994) - Analytical models in infilled frames. 1994.
- BHATT, Carlos (2007) - Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8–Análises Lineares e Não Lineares. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa (IST). [Consult. 24-02-16].
- BHATT, Carlos (2011) - Seismic assessment of existing buildings using nonlinear static procedures (NSPs)–a new 3D pushover procedure. Dissertação de Doutoramento, Universidade técnica de Lisboa (IST) .[Consult. 24-02-16].
- CALABRESE, Armando; ALMEIDA, João Pacheco; PINHO, Rui (2010) - Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. Journal of Earthquake Engineering. 14:S1. 38-68. [Consult. 20-05-2016]. ISSN 1363-2469.
- CHOPRA, Anil K; MCKENNA, Frank (2016) - Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 45:2. 193-211. [Consult. 09-06-2016]. ISSN 1096-9845.
- CIPROL (2014) - FICHA TÉCNICA- Vigotas pré-esforçadas para pavimentos de vigotas e blocos de cofragem 0866-CPR-2010/CE.0136. [Consult. 20-03-16]. Disponível em WWW: <URL: [http://www.ciprol.pt/index\\_ficheiros/FTVigas.pdf](http://www.ciprol.pt/index_ficheiros/FTVigas.pdf)>.
- COMBESCURE, Didier (1996) - Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiment comportant des murs de remplissage en maçonnerie. Châtenay-Malabry, École Centrale Paris. [Consult. 09-04-16]
- COSTA, Aníbal (2012) - Dificuldades práticas na avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes no contexto do EC8-3. Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil. [Consult. 09-06-2016]
- COSTA, António (2011) - Projecto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1 - Regras específicas para edifícios de betão. In Ordem dos Engenheiros - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao projecto de Edifícios. Lisboa/Porto: 2011. [Consult. 10-06-2016].
- CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J.; PARK, Robert (2000) - Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering. [Consult. 28-04-16]. ISSN 0550-6743.
- CRISAFULLI, Francisco Javier (1997) - Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand. [Consult. 28-04-16].

- CROWLEY, Helen; PINHO, Rui (2006) - Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. 2006. [Consult. 17-02-2016]
- DECANINI, LD; FANTIN, GE (1986) - Modelos simplificados de la mamposteria incluida en porticos. Caracteristicas de rigidez y resistencia lateral en estado limite. Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural. 817-836. [Consult. 27-04-2016].
- DOLCE, M; SIMONINI, A (1986) - The Influence of Structural Regularity on the Seismic Behavior of Buildings. 1986. Laboratório Nacional De Engenharia Civil. [Consult. 30-05-16].
- ELNASHAI, Amr S (2001) - Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. Structural engineering and mechanics 12:1. 51-70. [Consult. 26-02-16]. ISSN 1225-4568.
- EUROCODE8-3, CEN (2005) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. CEN. [Consult. 17-02-16].
- EUROCÓDIGO0, LNEC (2009) - Eurocódigo-Bases para o projecto de estruturas. Instituto Português da Qualidade. [Consult. 15-04-2016].
- EUROCÓDIGO1-1, LNEC (2009) - 1-1-Eurocódigo 1-Ações em estruturas-Parte 1-1: Ações gerais. Instituto Português da Qualidade. [Consult. 15-04-2016].
- EUROCÓDIGO8-1, LNEC (2010) - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. 1-230 p. [Consult. 17-02-16].
- FAISON, H.; COMARTIN, C.D.; OOD, K.E. (2014) - Earthquakes (EQ). [Consult. 28-05-2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://db.world-housing.net/building/111>>.
- FAJFAR, Peter (1998) - Trends in seismic design and performance evaluation approaches. Paris, France, 6th-11th September 1998, 1998. ISBN 9058090272. [Consult. 17-05-16].
- FURTADO, André (2013) - Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado. Dissertação de Mestrado. Universidade de Aveiro. [Consult. 28-02-16].
- FURTADO, André; RODRIGUES, Hugo; ARÊDE, António (2014) - Numerical modelling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings. OpenSees Days Portugal. 1-33. [Consult. 17-02-16].
- FURTADO, André [et al.] (2016) - Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. Engineering Structures. 111: 48-63. [Consult. 05-04-2016]. ISSN 0141-0296.
- GASPARINI, Dario Ambrose; VANMARCKE, Erik Hector Eugene Joseph (1976) - Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Constructed Facilities Division. [Consult. 03-06-2016]
- GOUVEIA, João P; LOURENÇO, Paulo B (2006) - O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria. [Consult. 15-04-16]. ISSN 1645-1767.
- GUERREIRO, Luis - Comportamento Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado. [Consult. 10-06-2016]. Disponível em WWW: <URL: [http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2\\_24\\_5.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2_24_5.pdf)>.
- HENDRY, AW (1990) - Structural masonry. MacMillan Education, Ltd., London. [Consult. 28-04-16].
- HILBER, Hans M; HUGHES, Thomas JR; TAYLOR, Robert L (1977) - Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 5:3. 283-292. [Consult. 03-06-2016]. ISSN 1096-9845.
- HOLMES, Malcolm (1961) - Steel frames with brickwork and concrete infilling. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 19:4. 473-478. [Consult. 28-04-16]. ISSN 1753-7789.
- HOUSNER, George W; JENNINGS, Paul C; TSAI, N Chien (1968) - "Simulated earthquake motions" EERL Report, California Institute of Technology. [Consult. 03-06-2016].

- HUGHES, Thomas JR (1987) - The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis. Prentice-Hall. ISBN 0486135020. [Consult. 27-04-2016]
- JACINTO, Luciano (2014) - Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. Área Departamental de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa. [Consult. 09-03-16].
- KLINGNER, Richard E; BERTERO, Vitelmo V (1978) - Earthquake resistance of infilled frames. Journal of the structural division. 104:6. 973-989. [Consult. 28-04-16]. ISSN 0044-8001.
- KRAWINKLER, Helmut; SENEVIRATNA, GDPK (1998) - Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering structures. 20:4. 452-464. [Consult. 17-05-2016]. ISSN 0141-0296.
- LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. (1984) - Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. Computers & structures. 18:3. 551-560. [Consult. 28-04-16]. ISSN 0045-7949.
- LOPES, M; BRITO, J de (1998) - Comentários Relativos à Utilização do Eurocódigo 8 em Projecto. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa. [Consult. 24-02-16].
- MADAS, Panagiotis J (1993) - Advanced modelling of composite frames subject to earthquake loading. Imperial College London (University of London). [Consult. 20-05-16].
- MANDER, John B; PRIESTLEY, Michael JN; PARK, R (1988) - Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of structural engineering. 114:8. 1804-1826. [Consult. 20-05-2016]. ISSN 0733-9445.
- MARTÍNEZ-RUEDA, J Enrique; ELNASHAI, AS (1997) - Confined concrete model under cyclic load. Materials and Structures. 30:3. 139-147. [Consult. 20-05-2016]. ISSN 1359-5997.
- NEWMARK, Nathan M (1959) - A method of computation for structural dynamics. Journal of the engineering mechanics division. 85:3. 67-94. [Consult. 03-06-2016]. ISSN 0044-7951.
- NIROOMANDI, A [et al.] (2015) - Comparison of alternative assessment procedures to predict seismic performance of RC columns. Sydney, Australia 2015. [Consult. 13-05-2016].
- PAMPANIN, Stefano (2012) - Reality-check and renewed challenges in earthquake engineering: Implementing low-damage structural systems-from theory to practice. [Consult. 13-05-2016].
- PAULAY, T; PRIESTLEY, MJN (1992) - Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, New York. [Consult. 20-03-16]
- PRECERAM (2014) - FICHA TÉCNICA- Tijolos cerâmicos de enchimento de furação horizontal com estrias de reboco, categoria II, tipo LD, para paredes de alvenaria protegida não resistentes, sujeitas a exposição passiva, com requisitos acústicos e de resistência ao fogo. [Consult. 20-03-16]. Disponível em WWW: <URL: [http://www.preceram.pt/documentos/FT\\_CE\\_PRECERAM.pdf](http://www.preceram.pt/documentos/FT_CE_PRECERAM.pdf)>.
- RODRIGUES, Hugo Filipe Pinheiro (2005) - Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios. Dissertação de Mestrado. FEUP. [Consult. 17-02-16]
- ROMÃOZINHO, Manuel (2008) - Dimensionamento para a Acção do EC8, Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a um Exemplo prático. Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. [Consult. 24-02-16]
- SAHLIN, Sven (1971) - Structural masonry. Prentice Hall, New Jersey, United States.
- SARAGONI, G.R.; HART, G. C. (1973) - "Simulation of artificial earthquakes". Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2: 219-267. [Consult. 03-06-2016]. ISSN 1096-9845.

- SCOTT, Michael ; FENVES, Gregory (2006) - Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. Journal of Structural Engineering. 132:2. 244-252. [Consult. 20-05-2016]. ISSN 0733-9445.
- SEISMOSOFT (2014) - "SeismoStruct v7.0 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", available from <http://www.seismosoft.com>. [Consult. 29-02-16].
- SEISMOSOFT (2016) - "SeismoArtif 2016– A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum," available from <http://www.seismosoft.com>. [Consult. 02-06-2016].
- SERRA, Carlos (2008) - Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes. Dissertação de Mestrado, Universidade técnica de Lisboa (IST). [Consult. 10-03-16]
- SEZEN, H [et al.] (2003) - Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. Engineering Structures. 25:1. 103-114. [Consult. 13-05-16]. ISSN 0141-0296.
- SHRIVE, N.G. (1991) - Materials and material properties. Reinforced and Prestressed Masonry, A.W.Hendry, Longman Scientific and Technical, London, England. [Consult. 28-04-16]
- SMYROU, Eleni; PINHO, Rui (2006) - Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. Dissertação de Mestrado. Università degli Studi di Pavia. Consult. em 02-03-16. 1570-761X
- SORTIS, A; PASQUALE, G; NASINI, U (1999) - Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi-Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Servizio Sismico Nazionale, Editrice Sallustiana, Roma. [Consult. 28-04-16].
- STAFFORD SMITH, B. (1966) - Behavior of square infilled frames. Journal of the Structural Division. 92:1. 381-404. [Consult. 28-04-16]. ISSN 0044-8001.
- STÖCKL, S; HOFMANN, P (1988) - Tests on the shear bond behaviour in the bed-joints of masonry. Brick and Block Masonry(8 th IBMAC), Dublin, Ireland. [Consult. 28-04-16].
- SYRMAKEZIS, CA; VRATSANOU, VY (1986) - Influence of infill walls to RC frames response. 1986. Laboratório Nacional De Engenharia Civil. [Consult. 17-05-16].
- VARUM, Humberto Salazar Amorim (2003) - Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes. [Consult. 16-05-16].







## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>ANEXO A</b>	3
A.1. DADOS NECESSÁRIOS PARA A DEFINIÇÃO DO ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICO	3
A.2. TABELA REFERENTE AOS FATORES DE CONFIANÇA ASSOCIADOS AOS VÁRIOS NÍVEIS DE CONHECIMENTO APRESENTADOS NO EC8 – PARTE 3	5
<b>ANEXO B</b>	7
B.1. FUNDAÇÕES	7
B.2. DESCRIÇÃO DA LAJE ALIGEIRADA DO TETO DO PISO 0	8
B.3. RESTANTES CORTES DISPONIBILIZADOS REFERENTES À PLANTA DO PISO 0 APRESENTADA NA FIG. 36	9
B.4. PLANTA TÉRREA DO PISO 0 SUGERIDA SEM A INCLUSÃO DA DIFERENCIAÇÃO DAS ARMADURAS	10
B.5. LOCALIZAÇÃO CAMPANHAS DE ENSAIOS REALIZADAS COM O SISMÓGRAFO NA PRIMEIRA VISITA AO LOCAL	11
B.6. RESULTADOS DAS DIVERSAS CAMPANHAS REALIZADAS NA PRIMEIRA VISITA AO LOCAL	12
B.7. RESULTADOS DAS DIVERSAS AQUISIÇÕES REALIZADAS NA SEGUNDA VISITA AO LOCAL	14
<b>ANEXO C</b>	17
C.1. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO 0 COM E SEM ABERTURAS CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO	17
C.2. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO INTERMÉDIO E DO TETO DA TORRE MAIS ALTA CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO	18
C.3. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO DO TETO DA TORRE COM MENOR ALTURA CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO	18
C.4. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DAS ABERTURAS DAS PAREDES COM ABERTURAS CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO	18
C.5. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES INTRODUZIDAS NA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 3.6	21
C.6. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES INTRODUZIDAS NO MODELO NUMÉRICO	26
<b>ANEXO D</b>	31
D.1. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES	31
D.1.1. ACELEROGRAMAS RELATIVOS AO SISMO DO TIPO 1	31
D.1.2. ACELEROGRAMAS RELATIVOS AO SISMO DO TIPO 2	32



## ANEXO A

### A.1. DADOS NECESSÁRIOS PARA A DEFINIÇÃO DO ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICO

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (\text{A.2})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{A.3})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (\text{A.4})$$

Onde:

$S_e(T)$ : Espectro de resposta elástica;

$a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A;

$T_B$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração constante;

$T_C$ : Limite superior do período no patamar de aceleração constante;

$T_D$ : Valor que define o início do ramo de deslocamento constante;

$S$ : Coeficiente do solo;

$\eta$ : Coeficiente de correção do amortecimento.

Tabela A. 1 - Coeficientes de importância ( $\gamma_i$ ) [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tabela A. 2 - Valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno do tipo A ( $a_{gR}$ ) [Fonte: (Eurocódigo8-1, 2010)].

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Tabela A. 3 - Valores de S, TB, TC e TD consoante o tipo de terreno e o tipo de sismo [Adaptado de (Eurocódigo8-1, 2010)].

Tipo sismo	Tipo Terreno	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
1	A	1.00	0.1	0.6	2.0
	B	1.35	0.1	0.6	
	C	1.60	0.1	0.6	
	D	2.00	0.1	0.8	
	E	1.80	0.1	0.6	
2	A	1.00	0.1	0.25	2.0
	B	1.35	0.1	0.25	
	C	1.60	0.1	0.25	
	D	2.00	0.1	0.30	
	E	1.80	0.1	0.25	

## A.2. TABELA REFERENTE AOS FATORES DE CONFIANÇA ASSOCIADOS AOS VÁRIOS NÍVEIS DE CONHECIMENTO APRESENTADOS NO EC8 – PARTE 3

Tabela A.4 - Fatores de confiança resultantes do nível de conhecimento associado [Adaptado de (Eurocode8-3, 2005)].

Níveis de conhecimento	Geometria	Pormenores Construtivos	Materiais	Análises	Fator de confiança
KL1		Dimensionamento simulado de acordo com a prática relevante e inspeções limitadas <i>in-situ</i> .	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in-situ</i> limitados.	Método lineares: Forças laterais e análise modal por espectro de resposta.	1,35
KL2	Desenhos originais de projeto e inspeção visual ou completa	Desenhos originais incompletos associados a inspeções limitadas ou mais extensas <i>in-situ</i> .	Especificações originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou mais extensos.	Todas	1,20
KL3		Desenhos originais associados a inspeções limitadas <i>in-situ</i> .	Testes originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou mais extensos.	Todas	1,00





## ANEXO B

### B.1. FUNDAÇÕES

Apresenta-se a planta de fundações na fig.B.1 e as características das sapatas e lintéis das fundações na tabela B.1

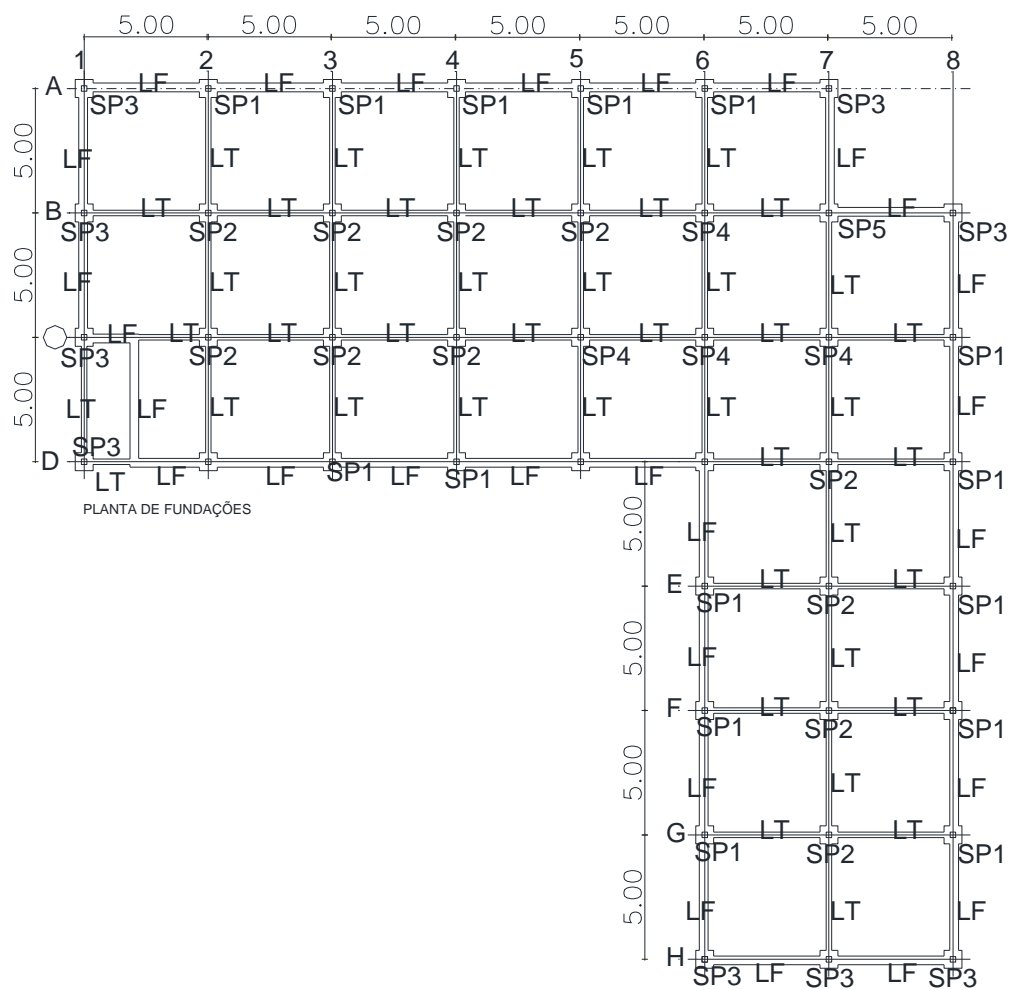


Fig.B. 1 – Planta de Fundações.

Tabela B. 1 – Mapa de sapatas e lintéis referentes à planta de fundações.

Mapa de Sapatas			Mapa de Lintéis				
Tipo	Dimensões	Armadura	Tipo	Dimensões (b x h) m <sup>2</sup>	Armadura Superior	Armadura Inferior	Estribos
SP1	0.72x0.72x0.80 (m <sup>3</sup> )	#φ12//0.15	LF	0.35x0.40	2φ8	2φ12	φ8//0.25
SP2		#φ16//0.20					
SP3		#φ12//0.20	LT	0.22x0.35	2φ8	2φ10	φ8//0.25
SP4		#φ16//0.15					
SP5		#φ12//0.15					

**B.2. DESCRIÇÃO DA LAJE ALIGEIRADA DO TETO DO PISO 0**

Tabela B. 2 – Laje aligeirada do teto do piso 0.

Laje		L1
Tipo		CIPROL AV3.22/12.16
Vão de cálculo (m)		5.00
Momento fletor M <sub>sd</sub> (KN m/m)		18.40
Esforço Transverso V <sub>sd</sub> (KN/m)		14.70
Estado Limite último	M <sub>sd</sub> (KN m/m)	20.30
	V <sub>sd</sub> (KN/m)	19.30
Altura total (cm)		16
Espessura da lâmina de compressão (cm)		4
Armadura de distribuição (cm <sup>2</sup> /m)		2.22 - #φ8//0.20

Materiais	Betão	C20/25
	Aço	A400NR
Observações	Tarugo central armado com 2 $\phi 12$	

### B.3. RESTANTES CORTES DISPONIBILIZADOS REFERENTES À PLANTA DO PISO 0 APRESENTADA NA FIG. 36

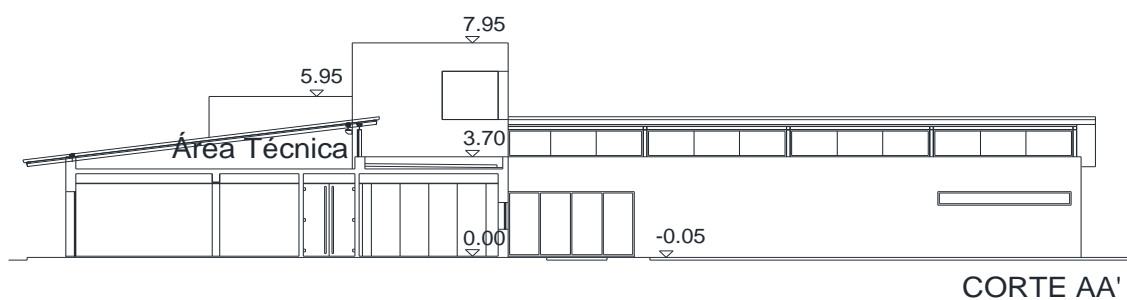


Fig.B. 2 – Corte AA' indicado na planta da fig. 36.

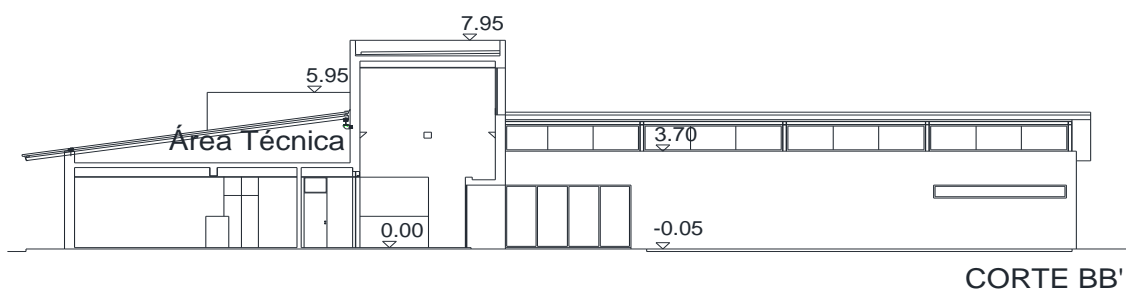


Fig.B. 3 - Corte BB' indicado na planta da fig. 36.



Fig.B. 4 - Corte DD' indicado na planta da fig. 36.

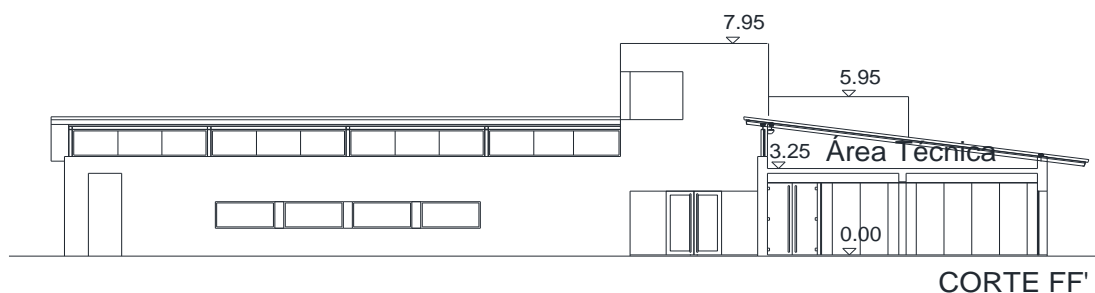


Fig.B. 5 - Corte FF' indicado na planta da fig. 36.

#### B.4. PLANTA TÉRREA DO PISO 0 SUGERIDA SEM A INCLUSÃO DA DIFERENCIAÇÃO DAS ARMADURAS

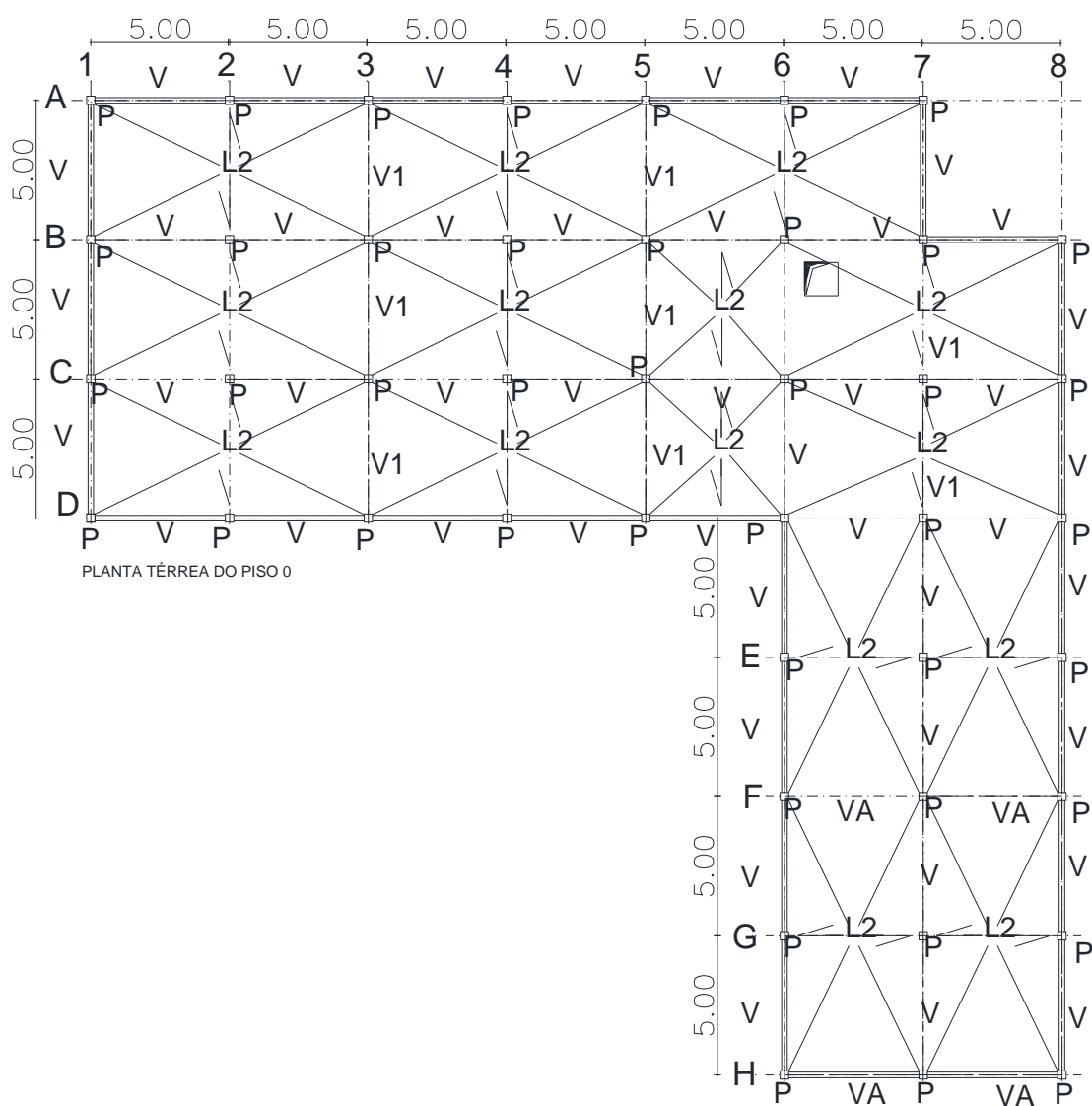


Fig.B.6 – Planta térrea do piso 0.

## B.5. LOCALIZAÇÃO DAS CAMPANHAS DE ENSAIOS REALIZADAS COM O SISMÓGRAFO NA PRIMEIRA VISITA AO LOCAL

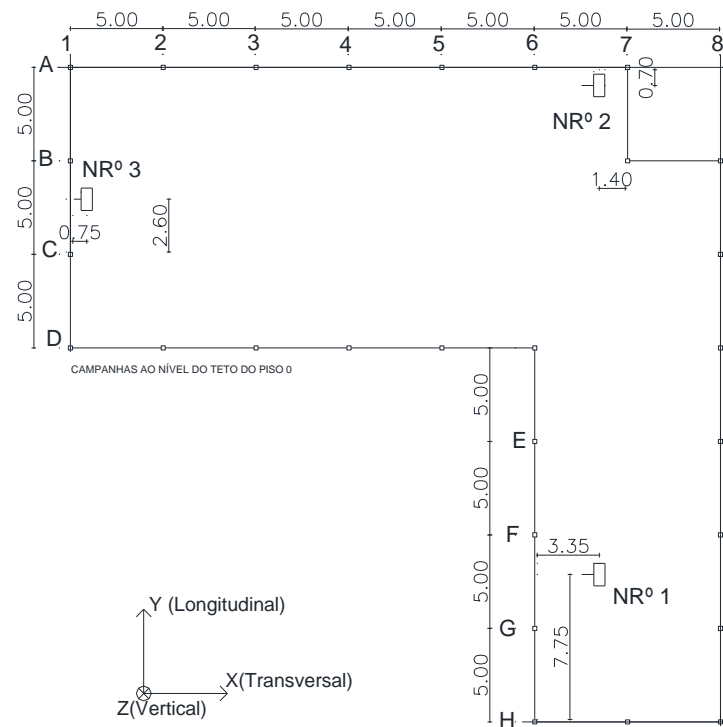


Fig.B.7 – Localização dos ensaios ao nível do teto do piso 0.

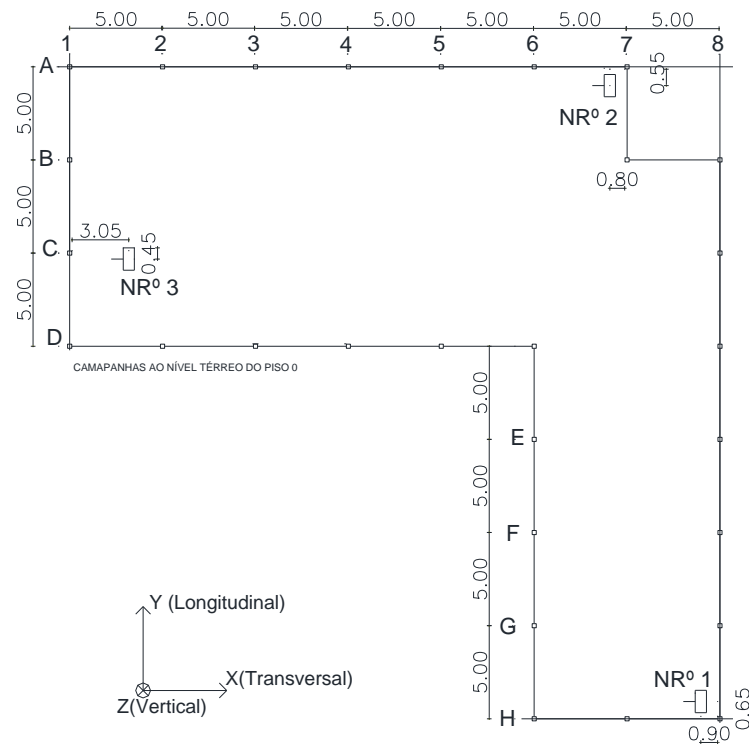


Fig.B.8 – Localização dos ensaios ao nível térreo do piso 0.

## B.6. RESULTADOS DAS DIVERSAS CAMPANHAS REALIZADAS NA PRIMEIRA VISITA AO LOCAL

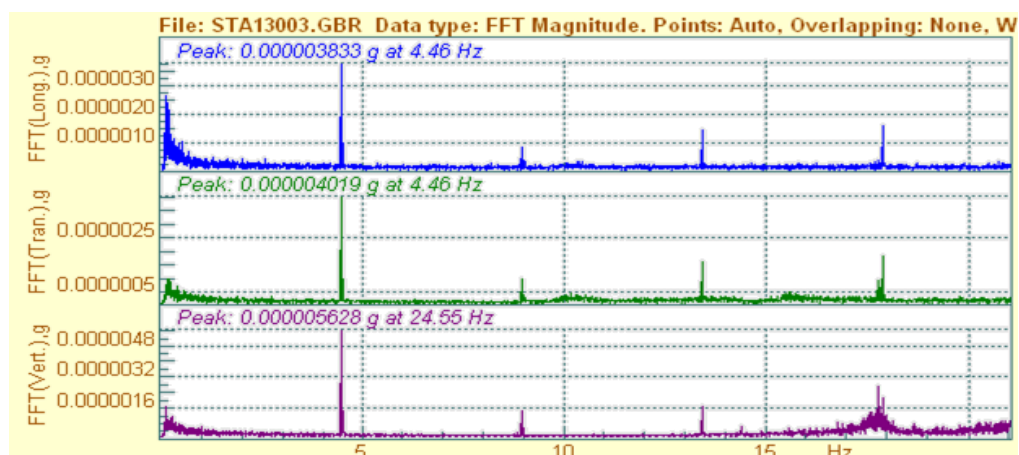


Fig.B. 9 – Resultados obtidos na campanha Nº 1 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7).

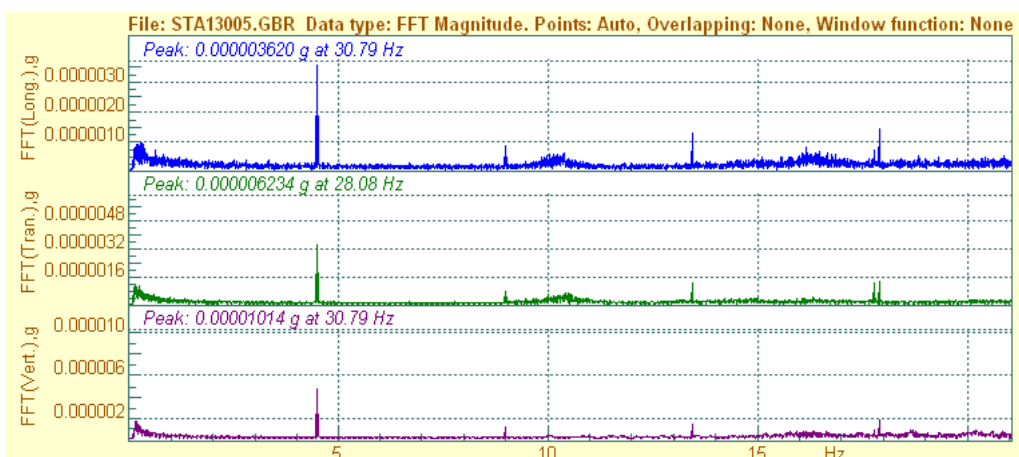


Fig.B. 10 - Resultados obtidos na campanha Nº 2 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7).

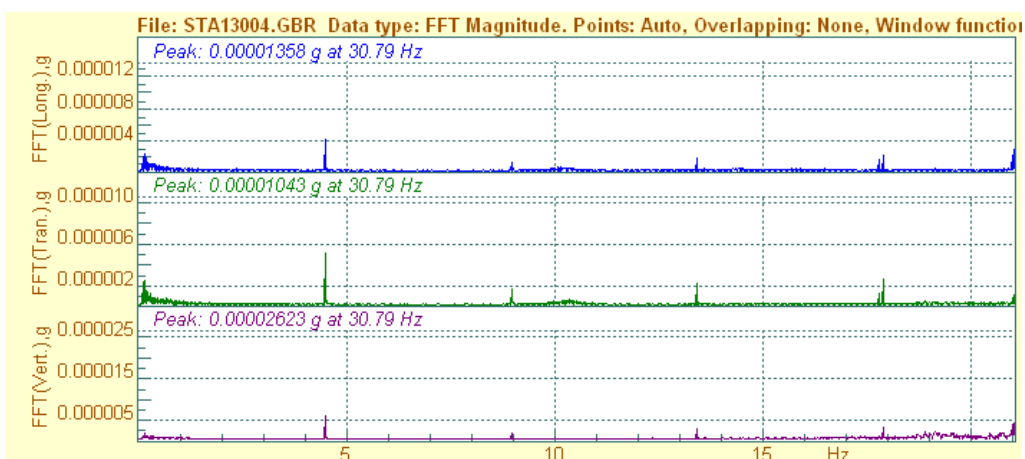


Fig.B. 11 - Resultados obtidos na campanha Nº 3 ao nível do teto do piso 0 (ver fig. B.7).

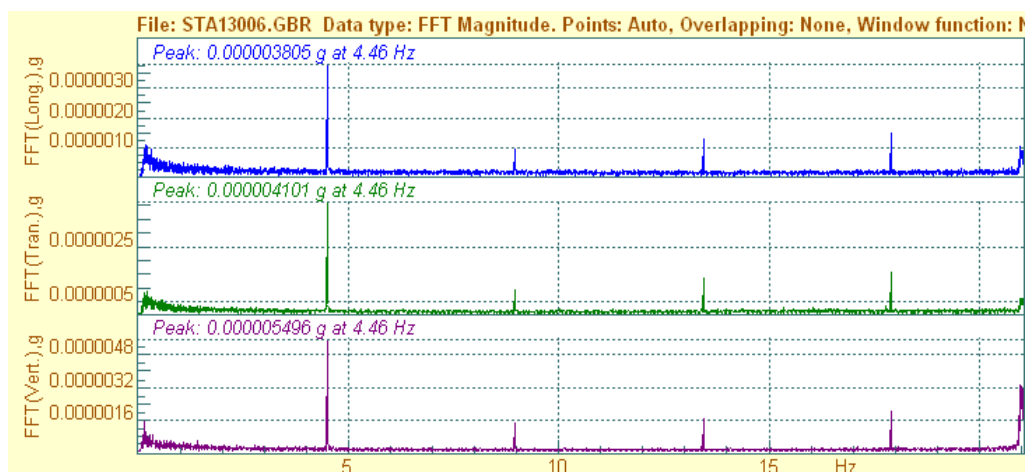


Fig.B. 12 - Resultados obtidos na campanha Nrº 1 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B.8).

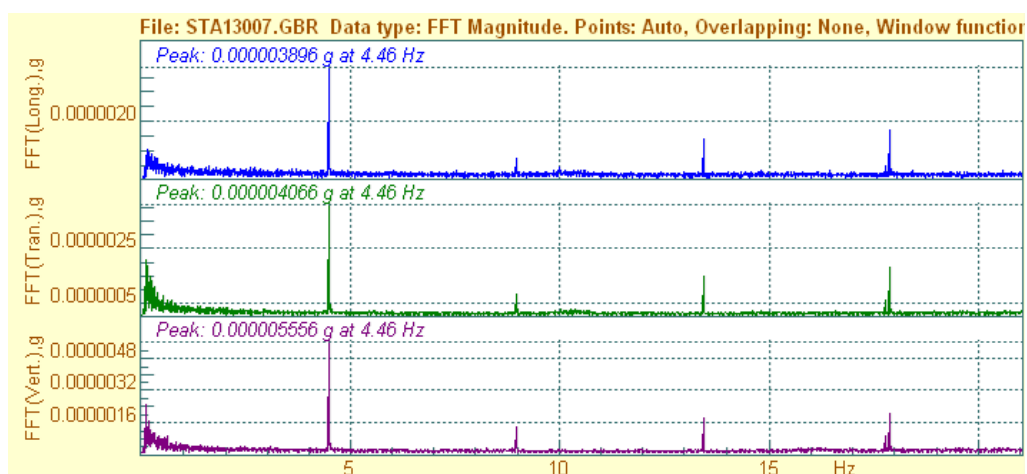


Fig.B. 13 - Resultados obtidos na campanha Nrº 2 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B. 8).

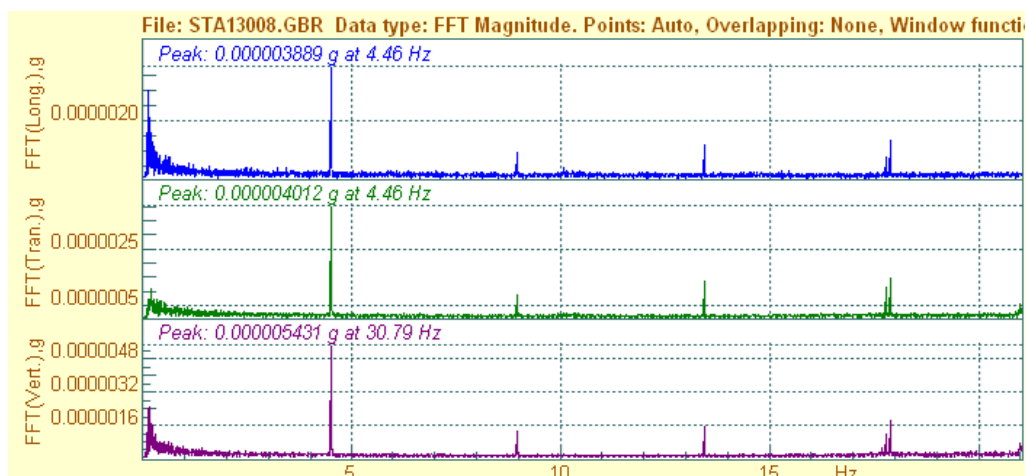


Fig.B. 14 - Resultados obtidos na campanha Nrº 3 ao nível térreo do piso 0 (ver fig. B. 8).

## B.7. RESULTADOS DAS DIVERSAS AQUISIÇÕES REALIZADAS NA SEGUNDA VISITA AO LOCAL

Nota: A direção X (Transversal) e a direção Y (Longitudinal) estão representadas no fig.44 e 45.

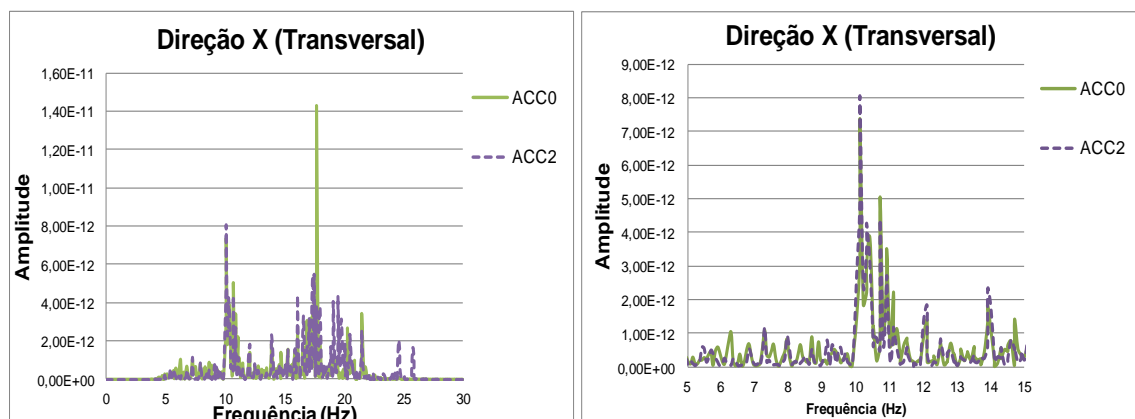


Fig.B. 15 – Resultados da Aquisição com os elementos “Nrº1” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal).

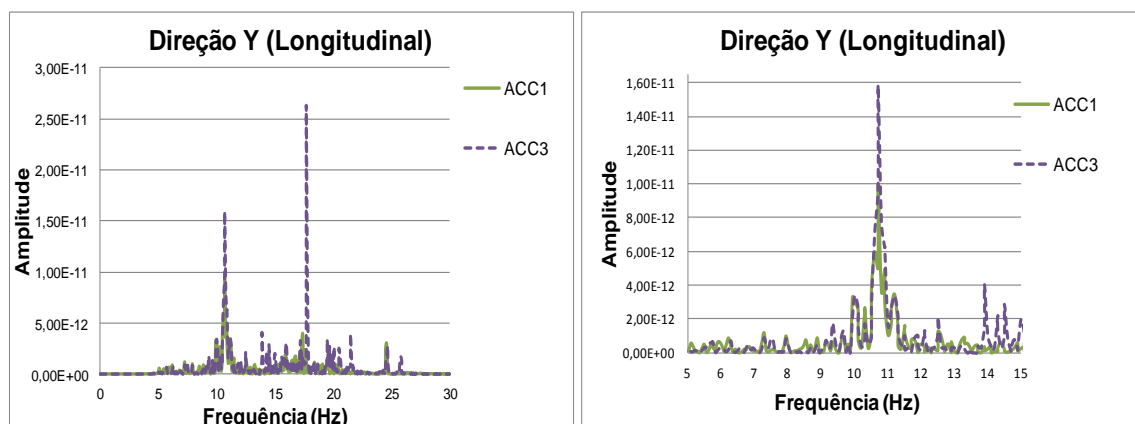


Fig.B. 16 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nrº1” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção Y (Longitudinal).

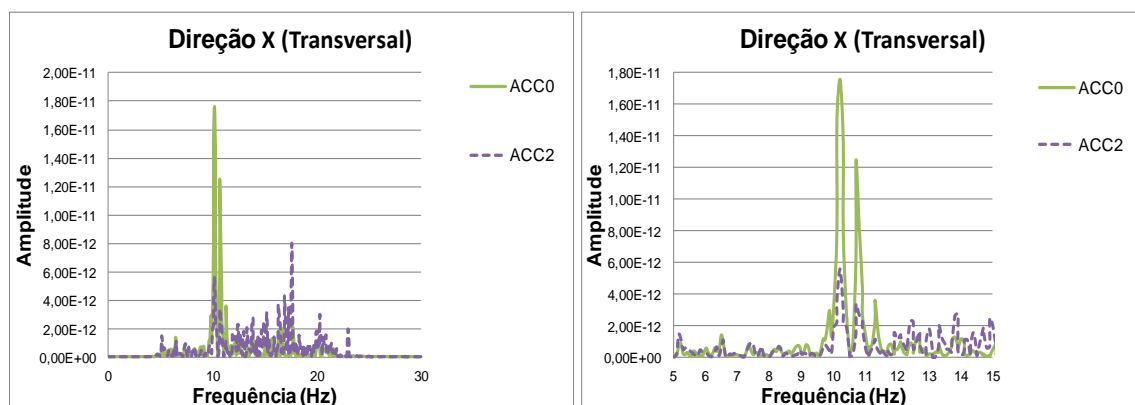


Fig.B. 17 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nrº3” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal).



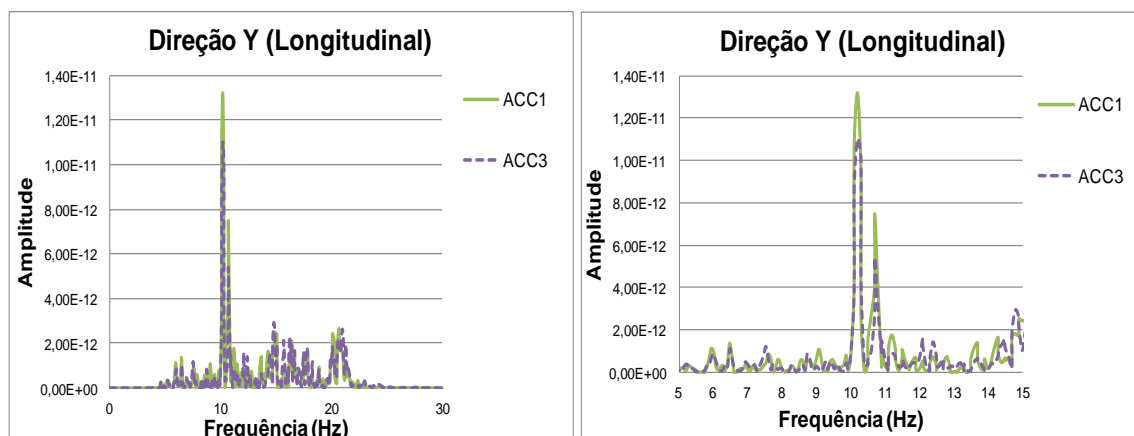


Fig.B. 18 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nrº3” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção Y (Longitudinal).

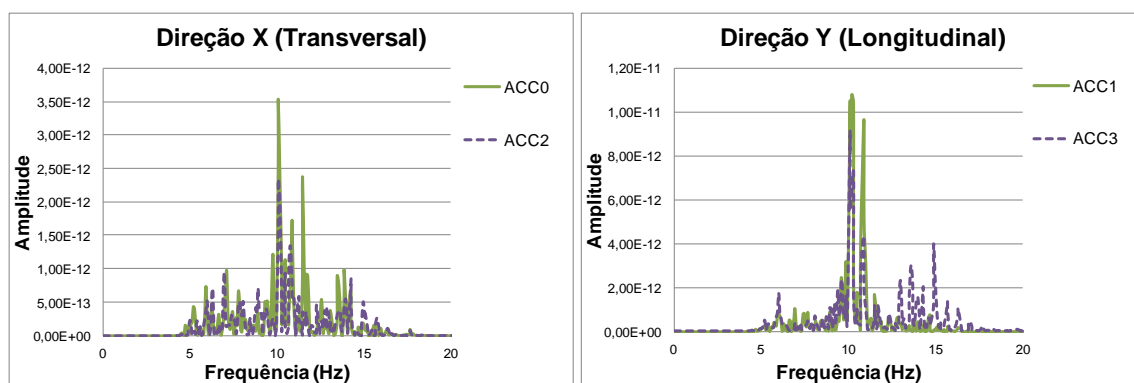


Fig.B. 19 - Resultados da Aquisição com os elementos “Nrº7” identificados nas plantas das fig. 44 e 45 na direção X (Transversal) e na direção Y (Longitudinal).



## ANEXO C

### C.1. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO 0 COM E SEM ABERTURAS CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO

Nota: As paredes estão representadas pela letra “P” seguida de um número ou letra, por exemplo, P1.

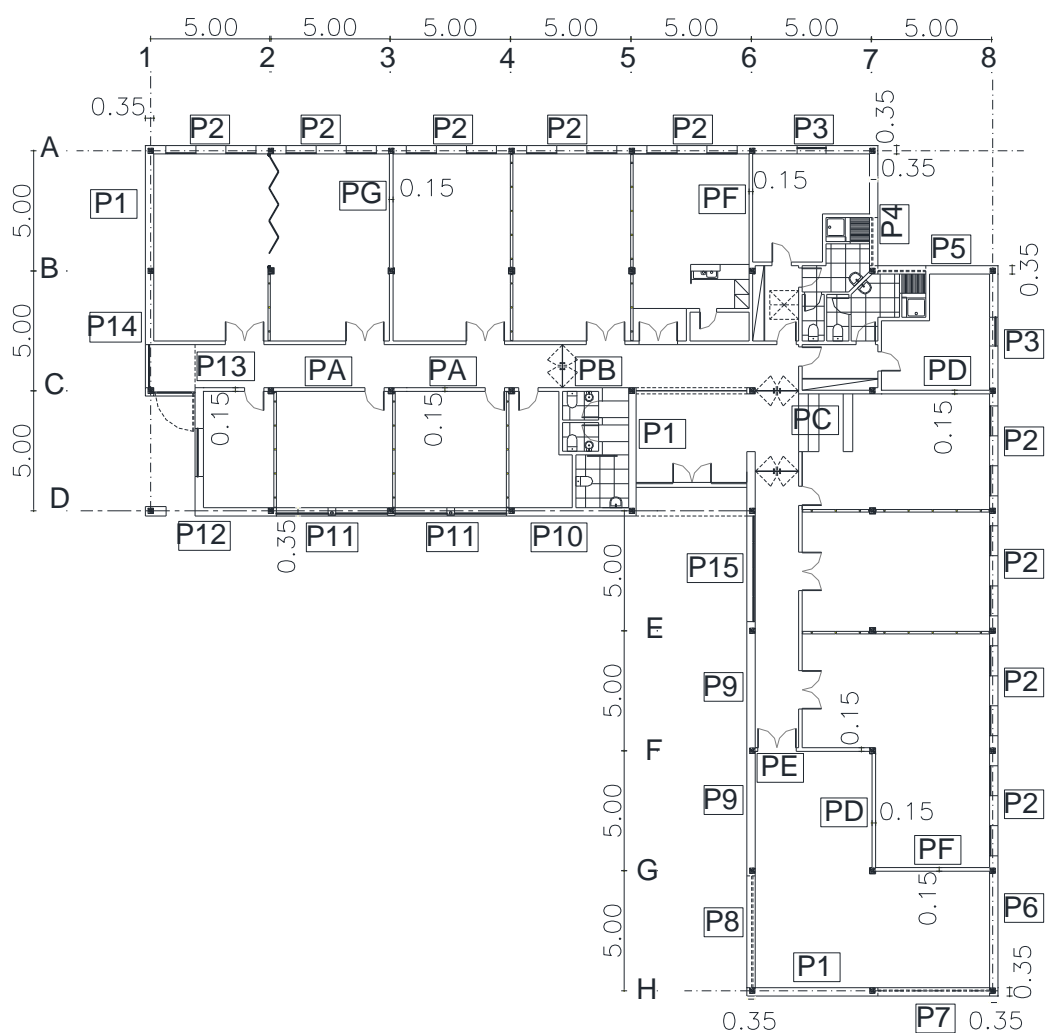


Fig.C. 1 - Mapa de paredes do piso 0 consideradas no modelo numérico (P1-P14) e (PA-PG).

## C.2. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO INTERMÉDIO E DO TETO DA TORRE MAIS ALTA CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO

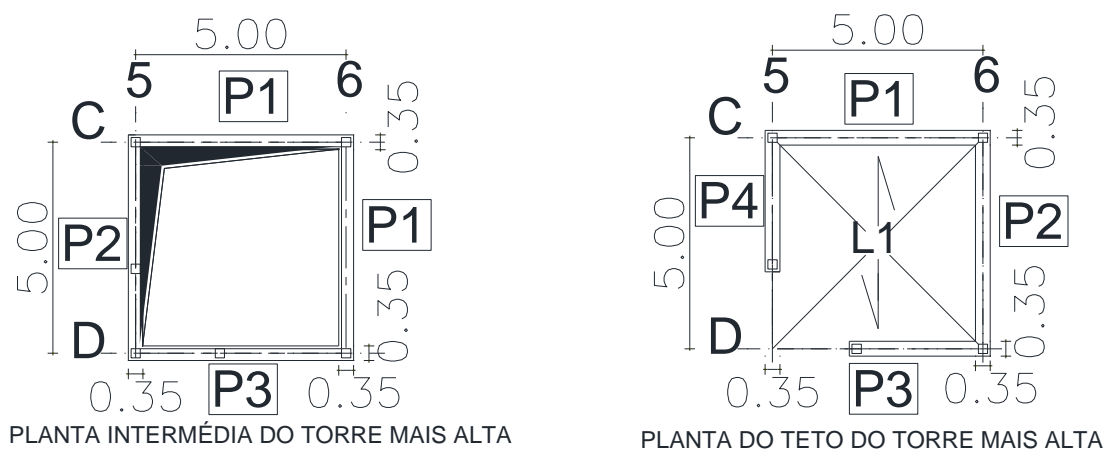


Fig.C. 2 - Mapa de paredes da torre mais alta consideradas no modelo numérico (P1-P3) e (P1-P4).

## C.3. MAPA DE PAREDES AO NÍVEL DO PISO DO TETO DA TORRE COM MENOR ALTURA CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO

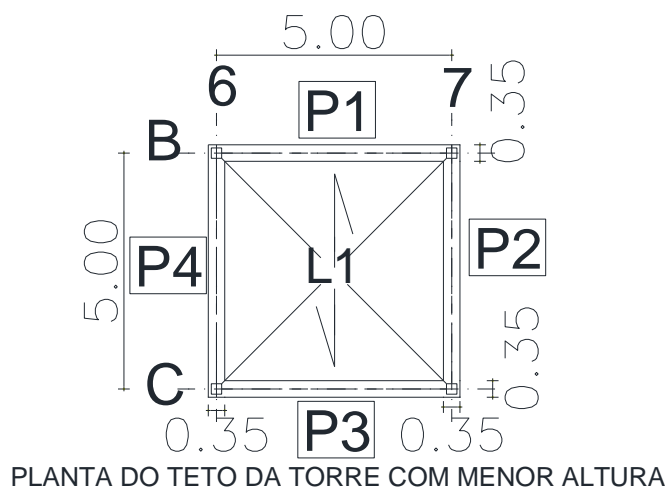


Fig.C. 3 - Mapa de paredes da torre com menor altura consideradas no modelo numérico (P1-P4).

## C.4. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DAS ABERTURAS DAS PAREDES COM ABERTURAS CONSIDERADAS NO MODELO NUMÉRICO.

Nota: As aberturas exteriores estão representadas pela letra “A” seguida de um número, por exemplo, A1. As aberturas interiores estão representadas pelas letras “Pi” seguidas de uma letra, por exemplo, PiA. Excecionalmente, existe uma abertura apelidada de “Pi13”, que corresponde a uma abertura interna de uma parede exterior.

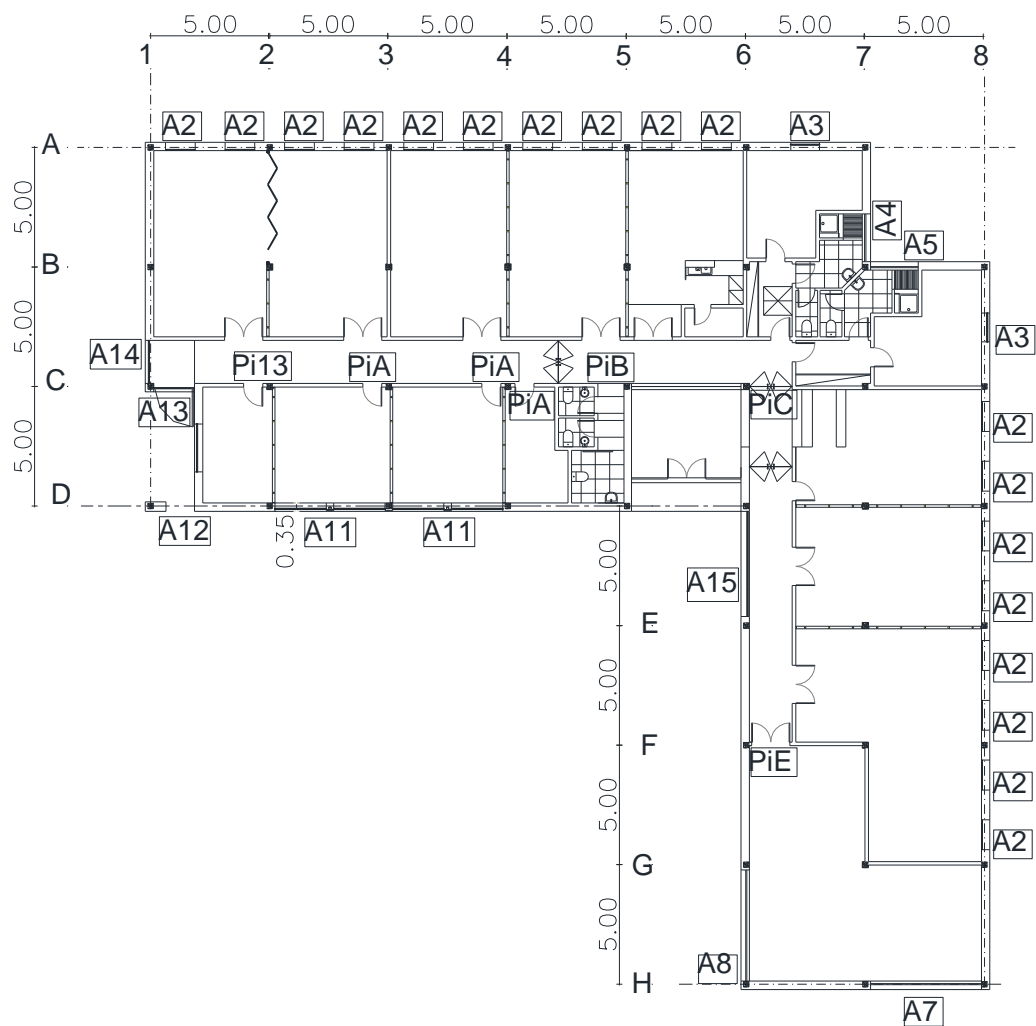


Fig.C. 4 - Localização das aberturas das paredes consideradas entre o piso 0 e o piso 1.

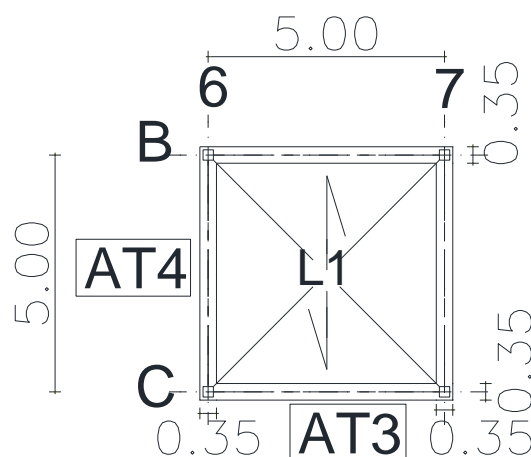


Fig.C. 5 - Localização das aberturas das paredes da torre de menor altura.

Na tabela C.1 são apresentadas as características das aberturas identificadas nas figuras anteriores.

Tabela C. 1 – Características das aberturas identificadas nas fig. C. 4 e C.5.

	Abertura	Dimensão (bxh) m <sup>2</sup>
Paredes Exteriores (Piso 0 – Piso 1)	A2	1.25x2.50
	A3	1.20x1,25
	A4	2.00x0.50
	A5	2.00x0.50
	A7	4.50x0.50
	A8	4.65x0.50
	A11	4.30x1.00
	A12	1.20x3.12
	A14	1.80x2.75
	A15	4,40X2,45
	A13	1.72x2.75
	Pi13	0.80x2.10
Paredes interiores (Piso 0 – Piso 1)	PiA	0.80x2.10
	PiB	1.10x2.70
	PiC	1.80x2.70
	PiE	1.60x2.10
Paredes da torre de menor altura	AT3	1.70x2.00
	AT4	1.50x2.00

**C.5. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES INTRODUZIDAS NA ANÁLISE SENSIBILIDADE 3.6.**

Tabela C. 2 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 1 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes Exteriores 1º Piso							
		Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 4	Parede 5	Parede 6	Parede 7	Parede 8
Essadura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m²)	0	6,25	1,50	1,00	1,00	0	2,25	2,33
Largura da abertura (Total)	la (m)	0	2,500	1,200	2,00	2,00	0	4,5	4,65
Altura da viga	h (m)	0,25	0,63	0,63	0,25	0,45	0,63	0,25	0,61
Altura do pórtico	h pórtico (m)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade Pilares	Ec (kPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (kPa)	2052836,7	2499362,1	2499362,1	2052836,7	2264848,5	2499362,1	2052836,7	2470883,7
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_{td}=f_m\theta^*$ SEN ( $\theta$ )) <sup>1/2</sup>	f <sub>m</sub> (kPa)	2932,6	3570,5	3570,5	2932,6	3235,5	3570,5	2932,6	3529,8
Essadura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Pauly and Priestley)	As1 (m²)	0,212	0,204	0,204	0,212	0,208	0,204	0,212	0,205
Área da escora com aberturas (Pauly and Priestley)	As2 (m²)	0,212	0,062	0,139	0,155	0,151	0,204	0,136	0,126
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40	40
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	18,59	19,91	19,91	18,59	19,26	19,91	18,59	19,84
Distância X0l (% of vert. Panel side)	X0l (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância Y0l (% of horiz. Panel side)	Y0l (%)	4,17	12,02	12,02	4,17	8,04	12,02	4,17	11,55
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,41	1,36	1,36	1,41	1,38	1,36	1,41	1,37
Rigidez relativa	λ	1,41	1,51	1,51	1,41	1,46	1,51	1,41	1,50
Altura da parede de enchimento	hw (m)	3,00	2,62	2,62	3,00	2,8	2,62	3,00	2,64
Complemento da escora	dw (m)	5,64	5,45	5,45	5,64	5,54	5,45	5,64	5,46
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m²)	14,34	12,52	12,52	14,34	13,38	12,52	14,34	12,62
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	31,88	28,60	28,60	31,88	30,19	28,60	31,88	28,78
SEN (θ)	-	0,528	0,479	0,479	0,528	0,503	0,479	0,528	0,481
(SEN (θ)) <sup>1/2</sup>	-	0,279	0,229	0,229	0,279	0,253	0,229	0,279	0,232
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	69,9	32,0	27,0	27,5	0	35,7	38,4
Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	49,9	12,0	7,0	7,5	0	15,7	18,4
Inércia dos pilares	Ic (m⁴)	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 3 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 2 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes Exteriores 1º Piso									
		Parede 9	Parede 10	Parede 11	Parede 12	Parede 13	Parede 14	Parede 15			
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15			
Área de abertura	Ao (m²)	0	0	4,30	3,74	6,40	4,95	10,78			
Largura da abertura (Total)	la (m)	0	0	4,30	1,20	2,52	1,80	4,40			
Altura da viga	h(m)	0,61	0,4	0,4	0,4	0,61	0,25	0,61			
Altura do pórtico	h <sub>pórtico</sub> (m)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25			
Largura do pórtico	l <sub>pórtico</sub> (m)	5	5	5	5	5	5	5			
Altura pilar	h(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22			
Largura pilar	b(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22			
Módulo elasticidade Pilares	E <sub>c</sub> (kPa)	3000000	3000000	3000000	3000000	3000000	3000000	3000000			
Módulo elasticidade do painel enchimento	E <sub>m</sub> (kPa)	2470883,7	2207566,1	2207566,1	2207566,1	2470883,7	2052836,7	2470883,7			
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4			
Resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_m = f_m^0 * (SEn(E)/\nu)^2$ )	f <sub>m</sub> (kPa)	3529,8	3153,7	3153,7	3153,7	3529,8	2932,6	3529,8			
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15			
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5			
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	A <sub>s1</sub> (m²)	0,205	0,209	0,209	0,209	0,205	0,212	0,205			
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	A <sub>s2</sub> (m²)	0,205	0,209	0,101	0,110	0,060	0,096	0,000			
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40			
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	19,84	19,08	19,08	19,08	19,84	18,59	19,84			
Distância X0l (% of vert. Panel side)	X0l (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30			
Distância Y0l (% of horiz. Panel side)	Y0l (%)	11,55	7,02	7,02	7,02	11,55	4,17	11,55			
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20			
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4			
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,37	1,39	1,39	1,39	1,37	1,41	1,37			
Rigidez relativa	λ	1,50	1,44	1,44	1,44	1,50	1,41	1,50			
Altura da parede de enchimento	hw (m)	2,64	2,85	2,85	2,85	2,64	3,00	2,64			
Comprimento da escora	dw (m)	5,46	5,57	5,57	5,57	5,46	5,64	5,46			
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78			
Área do painel de enchimento	Ap (m²)	12,62	13,62	13,62	13,62	12,62	14,34	12,62			
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	28,78	30,62	30,62	30,62	28,78	31,88	28,78			
SEn (θ)	-	0,481	0,509	0,509	0,509	0,481	0,528	0,481			
(SEn (θ)) <sup>ν2</sup>	-	0,232	0,259	0,259	0,259	0,232	0,279	0,232			
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	0	51,6	47,5	70,7	54,5	105,4			
Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	0	31,6	27,5	50,7	34,5	85,4			
Inércia dos pilares	Ic (m⁴)	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195			



Tabela C. 4 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 3 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes interiores 1º Piso						
		Parede A	Parede B	Parede C	Parede D	Parede E	Parede F	Parede G
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m <sup>2</sup> )	1,68	4,65	4,86	0	3,36	0	0
Largura da abertura (Total)	la (m)	0,8	1,9	1,8	0	1,6	0	0
Altura da viga	h(m)	0,61	0,61	0,45	0,45	0,25	0,16	0,25
Altura do pórtico	h pórtico (m)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	2470883,7	2470883,7	2264848,5	2264848,5	2052836,7	1970809,7	2052836,7
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida ( $f_n = f_m \theta^* (SEN(\theta))^{\wedge}2$ )	$f_n$ (KPa)	3529,8	3529,8	3235,5	3235,5	2992,6	2815,4	2992,6
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	As1 (m <sup>2</sup> )	0,205	0,205	0,208	0,208	0,212	0,213	0,212
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	As2 (m <sup>2</sup> )	0,137	0,088	0,091	0,208	0,120	0,213	0,212
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	19,84	19,84	19,26	19,26	18,59	18,32	18,59
Distância X0l (% of vert. Panel side)	X0l (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância Y0l (% of horiz. Panel side)	Y0l (%)	11,55	11,55	8,04	8,04	4,17	2,59	4,17
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,37	1,37	1,38	1,38	1,41	1,42	1,41
Rigidez relativa	$\lambda$	1,50	1,50	1,46	1,46	1,41	1,39	1,41
Altura da parede de enchimento	hw (m)	2,64	2,64	2,80	2,80	3,00	3,09	3,00
Comprimento da escora	dw (m)	5,46	5,46	5,54	5,54	5,64	5,69	5,64
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m <sup>2</sup> )	12,62	12,62	13,38	13,38	14,34	14,77	14,34
Ângulo da escora diagonal com a viga	$\theta$ (25 a 50°)	28,78	28,78	30,19	30,19	31,88	32,62	31,88
SEN ( $\theta$ )	-	0,481	0,481	0,503	0,503	0,528	0,539	0,528
(SEN ( $\theta$ )) <sup>2</sup>	-	0,232	0,232	0,253	0,253	0,279	0,291	0,279
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	33,3	56,8	56,3	0	43,4	0	0
Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	13,3	36,8	36,3	0	23,4	0	0
Inércia dos pilares	Ic (m <sup>4</sup> )	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 5 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre mais alta (ver fig. C.2) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal comprimida através do equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 4 de 5.

Paredes da Torre Mais Alta									
		Paredes intermediárias				Paredes topo			
	Descrição	Símbolo/Unidade	Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 4
Dados	Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Área de abertura	Ao (m²)	0	0	0	0	0	0	0
	Largura da abertura (Total)	la (m)	0	0	0	0	0	0	0
	Altura da viga	h(m)	0,25	0,4	0,4	0,4	0,25	0,4	0,4
	Altura do pórtico	h pórtico (m)	2,1	2,1	2,55	2,6	2,6	2,6	2,6
	Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	2,7	2,85
	Altura pilar	h(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
	Largura pilar	b(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
	Módulo elasticidade Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
	Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	4406133,6	5108852,9	3417352,9	3290801,1	2958708,1	1347787,0	1434195,5
Parâmetros geométricos	Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
	Resistência à compressão da diagonal comprimida (fn=fme*(SEN (θ))²/2)	fn (KPa)	6294,5	7298,4	4881,9	4701,1	4226,7	1925,4	2048,9
	Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Out-of-plane failure drift ( % of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5
	Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	As1 (m²)	0,192	0,190	0,197	0,197	0,200	0,124	0,129
	Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	As2(m²)	0,192	0,190	0,197	0,197	0,200	0,124	0,129
	Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40
	Separação vertical entre escoras ( % of vert. Panel side)	hz (%)	23,72	24,75	22,00	21,75	21,04	25,44	25,11
	Distância X0( % of vert. Panel side)	X0(%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	4,44	4,18
	Distância Y0( % of horiz. Panel side)	Y0(%)	6,76	11,76	9,30	9,09	5,32	9,09	9,09
Características do painel de enchimento	Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20
	Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
	Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,28	1,27	1,31	1,32	1,33	0,83	0,86
	Rigidez relativa	λ	1,79	1,87	1,66	1,64	1,59	1,40	1,42
	Altura da parede de enchimento	hw (m)	1,85	1,7	2,15	2,2	2,35	2,2	2,2
	Comprimento da escora	dw (m)	5,13	5,07	5,24	5,26	5,33	3,32	3,43
	Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	2,48	2,63
	Área do painel de enchimento	Ap (m²)	8,84	8,13	10,28	10,52	11,23	5,46	5,79
	Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	21,13	19,56	24,16	24,65	26,10	40,68	39,19
	SEN (θ)	-	0,360	0,335	0,409	0,417	0,440	0,652	0,632
Características da abertura	SEN (θ)²	-	0,130	0,112	0,168	0,174	0,194	0,425	0,399
	% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	0	0	0	0	0	0
Características do pilar	Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	0	0	0	0	0	0
	Inércia dos pilares	Ic (m⁴)	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 6 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre de menor altura (ver fig. C.3) com a hipótese do cálculo da resistência diagonal através de equilíbrio com a resistência vertical da alvenaria – Parte 5 de 5.

Paredes da Torre de Menor Altura								
Descrição	Símbolo/Unidade				Paredes da Torre de Menor Altura			
					Paredes 1	Paredes 2	Paredes 3	Paredes 4
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	3,4	3
largura da abertura (Total)	la (m)	0	0	0	1,7	1,5	1,5	1,5
Altura da viga	h (m)	0,4	0,25	0,4	0,25	0,4	0,25	0,25
Altura do pórtico	h pórtico (m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	5108852,9	4406133,6	5108852,9	4406133,6	4406133,6	4406133,6	4406133,6
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida (fn=fnθ*(SEN (θ)) <sup>1/2</sup> )	fn (KPa)	7298,4	6294,5	7298,4	6294,5	6294,5	6294,5	6294,5
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift ( % of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	As1 (m <sup>2</sup> )	0,190	0,192	0,190	0,190	0,192	0,190	0,192
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	As2 (m <sup>2</sup> )	0,190	0,192	0,073	0,089	0,089	0,089	0,089
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40
Separação vertical entre escoras ( % of vert. Panel side)	hz (%)	24,75	23,72	24,75	23,72	23,72	23,72	23,72
Distância X0i ( % of vert. Panel side)	X0i (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância Y0i ( % of horiz. Panel side)	Y0i (%)	11,76	6,76	11,76	6,76	6,76	11,76	6,76
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,27	1,28	1,27	1,27	1,28	1,27	1,28
Rigidez relativa	λ	1,87	1,79	1,87	1,87	1,79	1,87	1,79
Altura da parede de enchimento	hw (m)	1,7	1,85	1,7	1,85	1,85	1,7	1,85
Comprimento da escora	d <sub>w</sub> (m)	5,07	5,13	5,07	5,13	5,13	5,07	5,13
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m <sup>2</sup> )	8,13	8,84	8,13	8,13	8,84	8,13	8,84
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	19,56	21,13	19,56	21,13	21,13	19,56	21,13
SEN (θ)	-	0,335	0,360	0,335	0,335	0,360	0,335	0,360
(SEN (θ)) <sup>1/2</sup>	-	0,112	0,130	0,112	0,112	0,130	0,112	0,130
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	0	0	0	0	0	0
Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	0	41,84	33,93	33,93	41,84	33,93
Inércia dos pilares	Ic (m <sup>4</sup> )	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

## C.6. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES INTRODUZIDAS NO MODELO NUMÉRICO

Tabela C. 7 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a resistência diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4. – Parte 1 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes Exteriores 1º Piso							
		Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 4	Parede 5	Parede 6	Parede 7	Parede 8
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m <sup>2</sup> )	0	6,25	1,50	1,00	1,00	0	2,25	2,33
Largura da abertura (Total)	la (m)	0	2,500	1,200	2,00	2,00	0	4,5	4,65
Altura da viga	h (m)	0,25	0,63	0,63	0,25	0,45	0,63	0,25	0,61
Altura do pórtico	h pórtico (m)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade dos Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida	fn (KPa)	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Pauley and Priestley)	As1 (m <sup>2</sup> )	0,212	0,204	0,204	0,212	0,208	0,204	0,212	0,205
Área da escora com aberturas (Pauley and Priestley)	As2 (m <sup>2</sup> )	0,212	0,062	0,139	0,155	0,151	0,204	0,136	0,126
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40	40
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	18,41	20,71	20,71	18,41	19,54	20,71	18,41	20,57
Distância X0l (% of vert. Panel side)	X0l (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância Y0l (% of horiz. Panel side)	Y0l (%)	4,17	12,02	12,02	4,17	8,04	12,02	4,17	11,55
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,41	1,36	1,36	1,41	1,38	1,36	1,41	1,37
Rigidez relativa	λ	1,42	1,45	1,45	1,42	1,44	1,45	1,42	1,45
Altura da parede de enchimento	hw (m)	3,00	2,62	2,62	3,00	2,8	2,62	3,00	2,64
Comprimento da escora	dw (m)	5,64	5,45	5,45	5,64	5,54	5,45	5,64	5,46
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m <sup>2</sup> )	14,34	12,52	12,52	14,34	13,38	12,52	14,34	12,62
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	31,88	28,60	28,60	31,88	30,19	28,60	31,88	28,78
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	69,9	32,0	27,0	27,5	0	36,7	38,4
Aa=Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	49,9	12,0	7,0	7,5	0	15,7	18,4
Inércia dos pilares	Ic (m <sup>4</sup> )	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 8 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a resistência diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4 – Parte 2 de 5.

Paredes Exteriores 1º Piso														
Descrição		Símbolo/Unidade		Parede 9	Parede 10	Parede 11	Parede 12	Parede 13	Parede 14	Parede 15				
Espessura painel de enchimento		tw (m)		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15				
Área de abertura		Ao (m²)		0	0	4,30	3,74	6,40	4,95	10,78				
Largura da abertura (Total)		la (m)		0	0	4,30	1,20	2,52	1,80	4,40				
Altura da viga		h(m)		0,61	0,4	0,4	0,4	0,61	0,25	0,61				
Altura do pórtico		h pórtico (m)		3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25				
Largura do pórtico		l pórtico (m)		5	5	5	5	5	5	5				
Altura pilar		h(m)		0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22				
Largura pilar		b(m)		0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22				
Módulo elasticidade dos Pilares		Ec (Kpa)		30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000				
Módulo elasticidade do painel enchimento		Em (KPa)		2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280				
Peso próprio		KN/m³		6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4				
Resistência à compressão da diagonal comprimida		fn (KPa)		324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5				
Espessura painel de enchimento		tw (m)		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15				
Out-of-plane failure drift ( % of vert. Panel side)		%		5	5	5	5	5	5	5				
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)		As1 (m²)		0,205	0,209	0,209	0,209	0,205	0,212	0,205				
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)		As2(m²)		0,205	0,209	0,101	0,110	0,060	0,096	0,000				
Área da escora 2 (%)		%		40	40	40	40	40	40	40				
Separação vertical entre escoras ( % of vert. Panel side)		hz (%)		20,57	19,24	19,24	19,24	20,57	18,41	20,57				
Distância X0l ( % of vert. Panel side)		X0l (%)		2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30				
Distância Y0l ( % of horiz. Panel side)		Y0l (%)		11,55	7,02	7,02	7,02	11,55	4,17	11,55				
Proportion of stiffness assigned to shear (%)		%		20	20	20	20	20	20	20				
Peso próprio		KN/m³		6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4				
Largura da escora diagonal		b <sub>w</sub> (m)		1,37	1,39	1,39	1,39	1,37	1,41	1,37				
Rigidez relativa		λ		1,45	1,43	1,43	1,43	1,45	1,42	1,45				
Altura da parede de enchimento		hw (m)		2,64	2,85	2,85	2,85	2,64	3,00	2,64				
Comprimento da escora		dw (m)		5,46	5,57	5,57	5,57	5,46	5,64	5,46				
Largura do painel de enchimento		lw (m)		4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78				
Área do painel de enchimento		Ap (m²)		12,62	13,62	13,62	13,62	12,62	14,34	12,62				
Ângulo da escora diagonal com a viga		Θ (25 a 50°)		28,78	30,62	30,62	30,62	28,78	31,88	28,78				
Características da abertura		% redutora para aberturas (20% +Aa)		0	0	51,6	47,5	70,7	54,5	105,4				
Aa= Área da abertura/Área do painel		Aa (%)		0	0	31,6	27,5	50,7	34,5	85,4				
Características do pilar		Inércia dos pilares	Ic (m⁴)	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195				

Tabela C. 9 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes do piso 0 (ver fig. C.1) com a resistência diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4 – Parte 3 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes interiores 1º Piso						
		Parede A	Parede B	Parede C	Parede D	Parede E	Parede F	Parede G
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m²)	1,68	4,65	4,86	0	3,36	0	0
Largura da abertura (Total)	la (m)	0,8	1,9	1,8	0	1,6	0	0
Altura da viga	h (m)	0,61	0,61	0,45	0,45	0,25	0,16	0,25
Altura do pórtico	h pórtico (m)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade dos Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida	fn (KPa)	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	As1 (m²)	0,205	0,205	0,208	0,208	0,212	0,213	0,212
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	As2 (m²)	0,137	0,088	0,091	0,208	0,120	0,213	0,212
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40
Parâmetros geométricos								
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	20,57	20,57	19,54	19,54	18,41	17,95	18,41
Distância XOI (% of vert. Panel side)	XOI (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância YOI (% of horiz. Panel side)	YOI (%)	11,55	11,55	8,04	8,04	4,17	2,59	4,17
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m³	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,37	1,37	1,38	1,38	1,41	1,42	1,41
Rigidez relativa	λ	1,45	1,45	1,44	1,44	1,42	1,42	1,42
Altura da parede de enchimento	hw (m)	2,64	2,64	2,80	2,80	3,00	3,09	3,00
Comprimento da escora	dw (m)	5,46	5,46	5,54	5,54	5,64	5,69	5,64
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m²)	12,62	12,62	13,38	13,38	14,34	14,77	14,34
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	28,78	28,78	30,19	30,19	31,88	32,62	31,88
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	33,3	56,8	56,3	0	43,4	0	0
Aa= Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	13,3	36,8	36,3	0	23,4	0	0
Características da abertura								
Inércia dos pilares	Ic (m⁴)	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 10 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre mais alta (ver fig. C.2) com a resistência diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4 – Parte 4 de 5.

Descrição	Símbolo/Unidade	Paredes intermédias				Paredes da Torre Mais Alta				Paredes tecto			
		Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 1	Parede 2	Parede 3
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Área de abertura	Ao (m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comprimento da abertura (Total)	la (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Altura da viga	h (m)	0,25	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,25	0,4	0,4	0,25	0,4	0,4
Altura do pórtico	h pórtico (m)	2,1	2,1	2,55	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Altura pilar	h (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Largura pilar	b (m)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Módulo elasticidade dos Pilares	Ec (KPa)	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000	30000000
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280	2136280
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Resistência à compressão da diagonal comprimida	fn (KPa)	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5	324,5
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Área da escora sem aberturas (Paulay and Priestley)	As1 (m <sup>2</sup> )	0,192	0,190	0,197	0,197	0,197	0,197	0,200	0,124	0,124	0,129	0,129	0,129
Área da escora com aberturas (Paulay and Priestley)	As2 (m <sup>2</sup> )	0,192	0,190	0,197	0,197	0,197	0,197	0,200	0,124	0,124	0,129	0,129	0,129
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	28,43	30,78	24,74	24,23	22,82	22,67	22,73	22,73	22,73	22,73	22,73	22,73
Distância XOI (% of vert. Panel side)	XOI (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Distância YOI (% of horiz. Panel side)	YOI (%)	6,76	11,76	9,30	9,09	5,32	9,09	9,09	9,09	9,09	9,09	9,09	9,09
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,28	1,27	1,31	1,32	1,33	0,83	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
Rigidez relativa	λ	1,49	1,50	1,48	1,47	1,46	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Altura da parede de enchimento	hw (m)	1,85	1,7	2,15	2,2	2,35	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
Comprimento da escora	dw (m)	5,13	5,07	5,24	5,26	5,33	5,32	5,32	5,32	5,32	5,32	5,32	5,32
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Área do painel de enchimento	Ap (m <sup>2</sup> )	8,84	8,13	10,28	10,52	11,23	5,46	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79	5,79
Ângulo da escora diagonal com a viga	θ (25 a 50°)	21,13	19,56	24,16	24,65	26,10	40,68	39,19	39,19	39,19	39,19	39,19	39,19
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Aa=Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inércia dos pilares	Ic (m <sup>4</sup> )	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195

Tabela C. 11 - Cálculo dos parâmetros geométricos de todas as paredes identificadas no mapa de paredes da torre de menor altura (ver fig. C.3) com a resistência diagonal comprimida e o módulo de elasticidade iguais aos valores do ensaio da parede da FEUP apresentado no ponto 3.4 – Parte 5 de 5.

Paredes da Torre de Menor Altura						
Descrição	Símbolo/Unidade	Parede 1	Parede 2	Parede 3	Parede 4	
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	
Área de abertura	Ao (m <sup>2</sup> )	0	0	3,4	3	
Largura da abertura (Total)	la (m)	0	0	1,7	1,5	
Altura da viga	h(m)	0,4	0,25	0,4	0,25	
Altura do pórtico	h pórtico (m)	2,1	2,1	2,1	2,1	
Largura do pórtico	l pórtico (m)	5	5	5	5	
Altura pilar	h(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	
Largura pilar	b(m)	0,22	0,22	0,22	0,22	
Módulo elasticidade dos Pilares	Ec (KPa)	3000000	3000000	3000000	3000000	
Módulo elasticidade do painel enchimento	Em (KPa)	2136280	2136280	2136280	2136280	
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	
Resistência à compressão da diagonal comprimida	fn (KPa)	324,5	324,5	324,5	324,5	
Espessura painel de enchimento	tw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	
Out-of-plane failure drift (% of vert. Panel side)	%	5	5	5	5	
Área da escora sem aberturas (Pauley and Priestley)	As1 (m <sup>2</sup> )	0,190	0,192	0,190	0,192	
Área da escora com aberturas (Pauley and Priestley)	As2(m <sup>2</sup> )	0,190	0,192	0,073	0,089	
Área da escora 2 (%)	%	40	40	40	40	
Separação vertical entre escoras (% of vert. Panel side)	hz (%)	30,78	28,43	30,78	28,43	
Distância XOI (% of vert. Panel side)	XOI (%)	2,30	2,30	2,30	2,30	
Distância YOI (% of horiz. Panel side)	YOI (%)	11,76	6,76	11,76	6,76	
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	%	20	20	20	20	
Peso próprio	KN/m <sup>3</sup>	6,4	6,4	6,4	6,4	
Largura da escora diagonal	b <sub>w</sub> (m)	1,27	1,28	1,27	1,28	
Rigidez relativa	λ	1,50	1,49	1,50	1,49	
Altura da parede de enchimento	hw (m)	1,7	1,85	1,7	1,85	
Comprimento da escora	dw (m)	5,07	5,13	5,07	5,13	
Largura do painel de enchimento	lw (m)	4,78	4,78	4,78	4,78	
Área do painel de enchimento	Ap (m <sup>2</sup> )	8,13	8,84	8,13	8,84	
Ângulo da escora diagonal com a viga	Θ (25 a 50°)	19,56	21,13	19,56	21,13	
% redutora para aberturas (20% +Aa)	%	0	0	61,84	53,93	
Aa=Área da abertura/Área do painel	Aa (%)	0	0	41,84	33,93	
Inércia dos pilares	Ic (m <sup>4</sup> )	0,000195	0,000195	0,000195	0,000195	



## ANEXO D

### D.1. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DINÂMICAS NÃO LINEARES

Nota: Cada acelerograma é identificado por uma tipologia semelhante a “Tipo1B\_1” ou “Tipo2B\_1”, que significa, nestes casos, que corresponde ao primeiro acelerograma do sismo 1 e do sismo 2, respetivamente.

#### D.1.1. ACELEROGRAMAS RELATIVOS AO SISMO DO TIPO 1

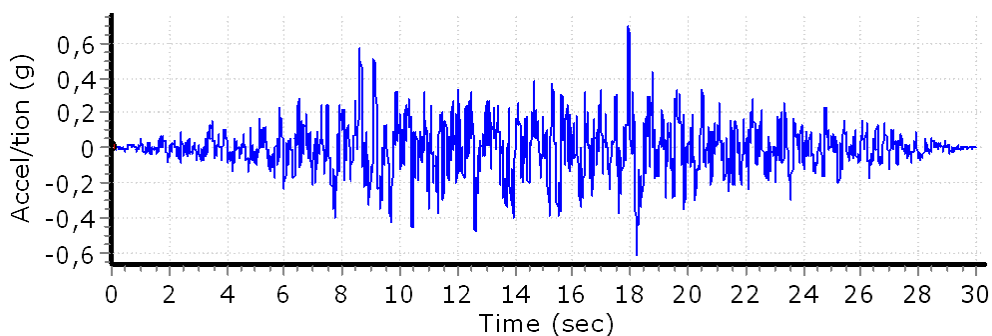


Fig.D. 1 – 1º Acelerograma do sismo do tipo 1 (Tipo1B\_1).

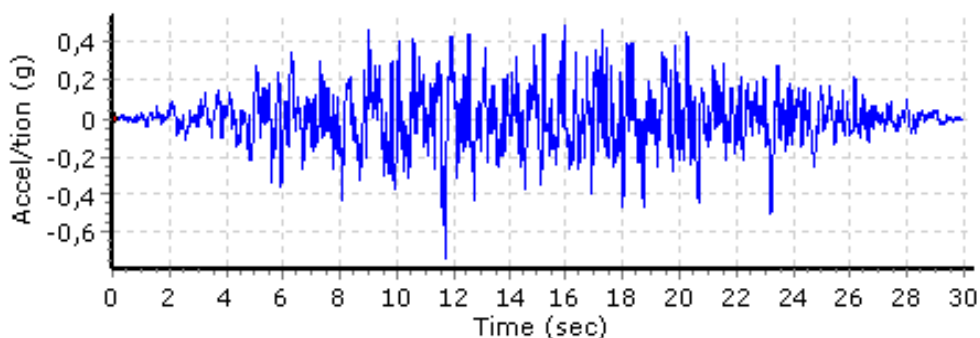


Fig.D. 2 - 2º Acelerograma do sismo tipo do 1 (Tipo1B\_2).

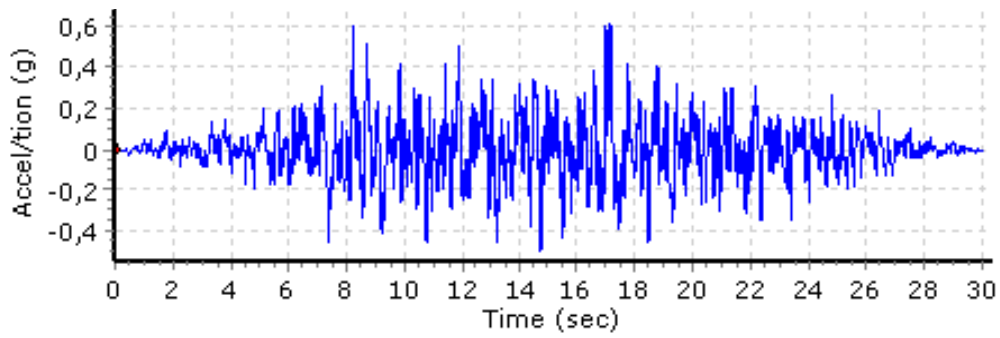


Fig.D. 3 - 3º Acelerograma do sismo do tipo 1 (Tipo1B\_3).

#### D.1.2. ACELEROGRAMAS RELATIVOS AO SISMO DO TIPO 2

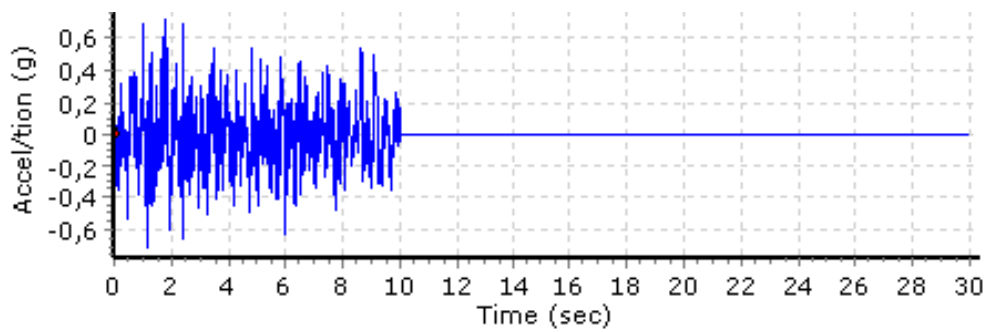


Fig.D. 4 - 1º Acelerograma do sismo do tipo 2 (Tipo2B\_1).

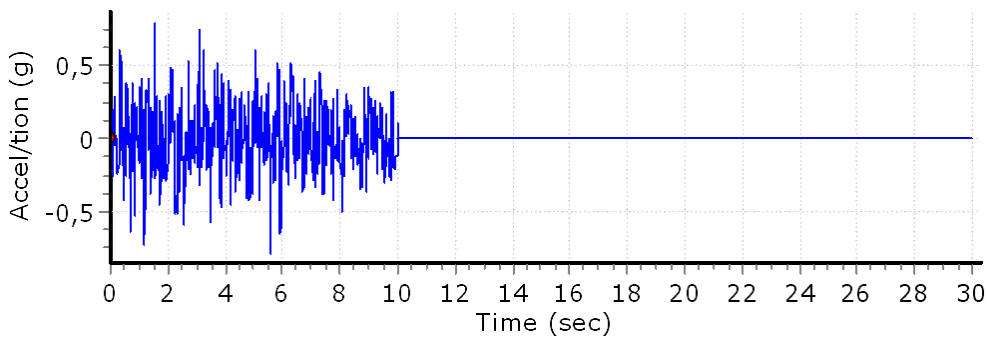


Fig.D. 5 - 2º Acelerograma do sismo tipo 2 (Tipo2B\_2).

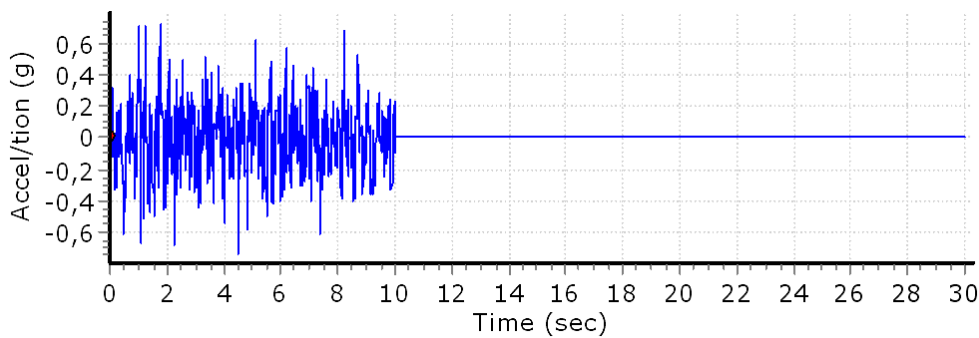


Fig.D. 6 - 3º Acelerograma do sismo tipo 2 (Tipo2B\_3).



